

KARELIA-AMMATTIKORKEAKOULU  
Rakennustekniikan koulutusohjelma

Elli Pietilä

BETONIRAKENTEIDEN RAUDOITTAMINEN EUROKOODIN MU-  
KAISESTI

Opinnäytetyö  
Toukokuu 2015



**OPINNÄYTETYÖ**  
**Toukokuu 2015**  
**Rakennustekniikan koulutusohjelma**

Karjalankatu 3  
80200 JOENSUU  
(013) 260 6800

Tekijä  
Elli Pietilä

Nimeke  
Betonirakenteiden raudoittaminen eurokoodin mukaisesti

Toimeksiantaja  
Insinööritoimisto Kantelinen Oy

**Tiivistelmä**

Tämän opinnäytetyön tavoitteena oli tehdä työn toimeksiantajalle Insinööritoimisto Kantelinen Oy:lle eurokoodien mukainen raudoituksen yleisohje. Eurokoodit ovat kantavien rakenteiden suunnittelustandardeja, joita käytetään yhdessä ympäristöministeriön vahvistamien kansallisten liitteiden kanssa. Rakenteiden suunnittelu ja mitoitus on täytynyt tehdä eurokoodien mukaisesti 1.9.2014 alkaen. Raudoituksen yleisohje on työmaalle muiden suunnitelmien mukana lähetettävä asiakirja. Yleisohje on raudoituksen perustapauksiin soveltuva yleinen toimintamalli. Ohjeessa kerrotaan, kuinka rakenteet raudoitetaan, jollei muissa piirustuksissa toisin esitetä.

Opinnäytetyön teoriaosuudessa käydään läpi eri rakenneosia ja niiden raudoittamista koskevia määräyksiä ja suunnitteluohjeita. Tavoitteena oli perehtyä eurokoodin mukaisiin suunnitteluohjeisiin perusteellisesti ja muuntaa rakennekohtainen teoria yksinkertaistettuun ja selkeään muotoon raudoituksen yleisohjeeksi. Lähtökohtana ohjeen tekemiselle oli toimeksiantajalla aiemmin käytössään ollut raudoituksen yleisohje, jota lähdettiin muokkaamaan ja laajentamaan. Opinnäytetyössä käsiteltiin myös paljon teoriaa, jota ei lopulliseen yleisohjeeseen ole kirjattu. Tämä johtuu siitä, että osa käsitellystä teoriasta on hyödyllisiä ainoastaan rakennesuunnittelijalle, eikä raudoittajalle, joka yleisohjetta työmaalla käyttää.

Työn konkreettisena tuloksena saatiin raudoituksen yleisohjeen lisäksi betoniteräksille ankurointi- ja jatkospituustaulukot sekä raudoittamattoman seinän normaalivoimakapasiteettitaulukko. Raudoituksen yleisohjetta voidaan tulevaisuudessa muokata, kehittää ja laajentaa, mikäli sille nähdään tarvetta.

Kieli  
suomi

Sivuja 72  
Liitteet 3  
Liitesivumäärä 15

**Asiasanat**

raudoitus, betonirakenteet, eurokoodit



**THESIS**  
**May 2014**  
**Degree Programme in Civil Engineering**

Karjalankatu 3  
80200 JOENSUU  
(013) 260 6800

Author  
Elli Pietilä

Title  
Reinforcement of Concrete Structures According to Eurocodes

Commissioned by  
Insinööritoimisto Kantelinen Oy

**Abstract**

The goal of this thesis was to create a general guide for reinforcement according to Eurocodes for the client of this assignment, Insinööritoimisto Kantelinen Oy. Eurocodes are design standards for load bearing structures, and they are used together with National Annexes confirmed by Ministry of the Environment. Accordance with Eurocodes has been a requirement for structural design since 1 September 2014. The general guide for reinforcement is a document which is sent to the construction site together with other plans. The general guide is an operations model for basic reinforcement cases. The guide tells how structures are reinforced, unless otherwise shown in other plans.

The theoretical part of the thesis reviews different structural elements and the regulations and design guidelines of how to reinforce them. The aim was to study the design guides according to Eurocode thoroughly and to convert detailed structural theory into a simplified and clear form as the general guide for reinforcement. The starting point of making the guide was the old general guide of reinforcement from the client of assignment. The editing and expanding of the old guide was started. The thesis also dealt with a lot of theory, which is not recorded into the final general guide. This is due to the fact that part of the reviewed theory is only useful for the structural engineer, not for the rebar worker who uses the guide in the construction site.

In addition to the general guide for reinforcement, anchoring and jointed length tables for concrete steel and normal force capacity table for unreinforced wall were presented. The general guide for reinforcement can be modified, developed and expanded in the future if there is need for that.

Language  
Finnish

Pages 72  
Appendices 3  
Pages of Appendices 15

**Keywords**

reinforcement, concrete structures, Eurocodes

# Sisältö

1	Johdanto.....	11
1.1	Tausta.....	11
1.2	Tavoitteet.....	11
2	Raudoittaminen.....	12
2.1	Teräsbetoni.....	12
2.2	Betoniteräs.....	12
3	Ankkurointi.....	14
3.1	Tartuntajännitys murtorajatilassa.....	16
3.2	Ankkurointipituuden perusarvo.....	17
3.3	Ankkurointipituuden mitoitusarvo.....	18
3.4	Muut ankkurointimenetelmät.....	20
4	Jatkospituus.....	21
4.1	Betoniteräksen limijatkokset.....	21
4.2	Jatkospituuden mitoitusarvo.....	23
4.3	Kaistaraudoitteiden limijatkokset.....	24
5	Pilarit.....	25
5.1	Pääraudoitus.....	25
5.2	Hakaraudoitus.....	26
5.2.1	Paikallinen puristuskapasiteetti.....	30
5.2.2	Halkaisuvoimat.....	32
6	Seinät.....	33
6.1	Raudoittamattomat seinät.....	33
6.1.1	Normaalivoimakapasiteetti.....	34
6.1.2	Kutistumisraudoitus.....	36
6.1.3	Vapaat reunat ja aukkojen pystypielet.....	36
6.1.4	Tartuntaraudoitus.....	37
6.2	Raudoitetut seinät.....	37
6.2.1	Pystyraudoitus.....	38
6.2.2	Vaakaraudoitus.....	38
6.2.3	Poikittaisraudoitus.....	38
6.3	Ikkuna- ja ovipalkkien raudoitus.....	39
6.3.1	Taivutusraudoitus.....	39
6.3.2	Aukonylityspalkin leikkausraudoitus.....	42
7	Umpilaatat.....	43
7.1	Taivutusraudoitus.....	43
7.1.1	Aukkojen yleinen raudoitusperiaate.....	44
7.1.2	Raudoituksen ankkurointi.....	45
7.2	Yhteen suuntaan kantavat laatat.....	46
7.2.1	Jakoraudoitus.....	46
7.2.2	Pienten aukkojen raudoitus.....	46
7.2.3	Suurten aukkojen raudoitus.....	47
7.3	Ristiin kantavat laatat.....	48
7.3.1	Kaistaraudoitteiden käyttö.....	49
7.3.2	Aukkojen raudoitus.....	49
7.3.3	Nurkkaraudoitus.....	49
8	Pilarilaatat.....	51
8.1	Laatan lävistys.....	51
8.2	Leikkausraudoitus.....	55

9	Ontelolaatasto.....	57
9.1	Sidejärjestelmät .....	58
9.1.1	Rengasraudoitus.....	60
9.1.2	Saumaraudoitus.....	63
9.1.3	Seinien ja pilareiden vaakasiteet .....	65
9.1.4	Pystysiteet .....	66
10	Porraselementti.....	68
11	Pohdinta.....	69
	Lähteet.....	71

#### Liitteet

Liite 1	Raudoituksen yleisohje
Liite 2	Ankkurointi- ja jatkospituustaulukot
Liite 3	Raudoittamattoman betoniseinän normaalivoimakapasiteetti

## Lyhenteet

$a$	etäisyys
$A_c$	betonin poikkileikkausala
$A_{c1}$	kuorman jakautumispinnan ala
$A_{co}$	kuormitetun pinnan poikkileikkausala
$AP$	ankkurointipituus
$A_s$	raudoituksen poikkileikkausala
$A_{s,min}$	vaakasuuntaisen vähimmäisraudoituksen poikkileikkausala
$A_{s,max}$	enimmäisraudoituksen poikkileikkausala
$A_{s,min}$	vähimmäisraudoituksen poikkileikkausala
$A_{s,vmin}$	seinän vähimmäisraudoituksen poikkileikkausala
$A_{sw}$	leikkausraudoituksen poikkileikkausala
$b$	poikkileikkausmitta; leveys
$b_1$	kuormitetun pinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa
$b_2$	kuorman jakautumispinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa
$b_m$	laatan tukikaistan leveys
$d$	poikkileikkauksen tehollinen korkeus
$e$	epäkeskisyys
$e_0$	ensimmäisen kertaluvun epäkeskisyys
$e_i$	lisäepäkeskisyys
$e_{tot}$	epäkeskisyyksien summa
$f_{bd}$	betoniteräksen tartuntalujuus

$f_{cd}$	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$f_{cd,pl}$	raudoittamattoman betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$f_{ck}$	betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28 vuorokauden ikäisenä
$f_{ctd}$	betonin vetolujuuden mitoitusarvo
$f_{ctk,0,05}$	betonin vetolujuuden 5 %:n fraktiili
$F_{Rdu}$	paikallinen puristuskapasiteetti
$f_t$	betoniteräksen vetolujuus
$F_{tie,col}$	enimmäisvetovoiman arvo
$F_{tie,fac}$	vetovoima pituusyksikköä kohden
$F_{tie,int}$	saumaraudoituksessa vaikuttava voima
$F_{tie,per}$	rengasraudoituksessa vaikuttava voima
$F_y$	vetovoima
$f_{y,max}$	betoniteräksen suurin todellinen myötölujuuden arvo
$f_{yd}$	betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo
$f_{yk}$	betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
$G_k$	rakenteen oman painon ominaisarvo; pysyvän kuorman ominaisarvo
$G_s$	rakenteen oma paino
$h$	poikkileikkausmitta; leveys
$H_{Ed}$	nostovoiman mitoitusarvo
$h_w$	seinän paksuus
$h_w$	seinän vähimmäispaksuus
$JP$	jatkospituus
$k$	kerroin; kilo

$L$	jännemitta
$I$	korkeus
$I_0$	jatkospituuden mitoitusarvo
$L_0$	nurjahduspituus
$I_{0,min}$	jatkospituuden minimiarvo
$L_1, L_2$	tarkasteltava jännemitta
$I_{b,min}$	ankkurointipituuden vähimmäisarvo
$I_{b,rqd}$	ankkurointipituuden perusarvo
$I_{bd}$	ankkurointipituuden mitoitusarvo
$I_{eff}$	tehollinen jännemitta
$I_i$	reunimmaisen jänteen pituus
$I_n$	jännemitta
$L_x$	laatan lyhyemmän sivun jännemitta
$L_y$	laatan pidemmän sivun jännemitta
$M$	mega-
$m$	metri
$M_{Ed}$	mitoitustaivutusmomentti
$mm$	millimetri
$m_{Rd}'$	nostovoiman aiheuttaman momentin mitoitusarvo
$m_{x,Ed}$	laatan tukikaistojen mitoitusmomentti
$N$	newton
$N_{Ed}$	normaalivoiman mitoitusarvo
$N_{Rd}$	normaalivoimakestävyyden mitoitusarvo



$p_d$	mitoituskuorma pituusyksikköä kohden
$q_1$	kuormituksen arvo pituusyksikköä kohden
$Q_2$	kuormituksen arvo
$q_d$	mitoitushyötykuorma pinta-alayksikköä kohden
$Q_k$	muuttuvien kuormien ominaisarvo
$s$	etäisyys
$s_3$	saumaraudoituksen jakoväli
$s_{cl,t}$	hakojen jakoväli
$s_{cl,tmax}$	hakojen enimmäisjakoväli
$s_{max}$	leikkausraudoituksen enimmäisjakoväli
$s_{max,slabs}$	laattojen raudoituksen enimmäisjakoväli
$T$	harjateräs
$t$	tuen leveys
$T_1$	ontelolaattojen poikittaissuuntainen saumaraudoitus
$T_2$	ontelolaattojen poikittaissuuntainen rengasraudoitus
$T_3$	ontelolaattojen pituussuuntainen saumaraudoitus
$T_4$	ontelolaattojen pituussuuntainen rengasraudoitus
$T_s$	vetovoima
$u$	piiri
$V_{c,Rd}$	betonin lävistyskapasiteetti
$V_{Rd}$	leikkauskestävyys; betonin ja leikkausraudoituksen yhteinen lävistyskapasiteetti
$V_{s,Rd}$	leikkausraudoituksen kapasiteetti
$z$	poikkileikkauksen sisäisten voimien momenttivarsi

$\emptyset$	betoniterästangon halkaisija
$\emptyset_h$	hakaraudoituksen halkaisija
$\emptyset_{m,min}$	taivutusympyrän vähimmäishalkaisija
$\emptyset_{min}$	betoniterästangon vähimmäishalkaisija
$\alpha$	kulma; kerroin
$\alpha_{cc,pl}$	betonin puristuslujuuden kerroin
$\alpha_{ct}$	betonin vetolujuuden kerroin
$\beta$	kerroin
$\gamma_c$	betonin osavarmuusluku
$\gamma_{C,acc}$	betonin osavarmuusluku onnettomuuskuormayhdistelmille
$\varepsilon_{uk}$	betoniteräksen tai jänneteräksen suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvo
$\eta$	kerroin
$\theta$	kerroin
$\lambda$	hoikkuusluku
$\lambda_{lim}$	hoikkuuden raja-arvo
$\mu$	suhteellinen momentti
$\mu_d$	normaaliraudoitettun rakenteen suhteellisen momentin yläraja-arvo
$\rho_1$	limijatketun raudoituksen prosenttiosuus
$\rho_c$	betonin tiheys
$\rho_x, \rho_y$	suhteellinen teräspinta-ala
$\sigma_{sd}$	betoniteräksen mitoitusjännitys

# **1 Johdanto**

## **1.1 Tausta**

Tämän opinnäytetyön toimeksiantajana oli Insinööritoimisto Kantelinen Oy. Toimeksiantajalla oli ollut jo aiemmin käytössään raudoituksen yleisohje, joka ei ollut eurokoodien mukainen. Tehtävänä oli luoda eurokoodien mukainen ohje, joka on samalla laajempi ja kattaa useampia rakenneosia verrattuna aiempaan ohjeeseen.

Eurokoodit ovat eurooppalaisia standardeja, jotka koskevat kantavien rakenteiden suunnittelua. Eurokoodien soveltaminen eri maissa on mahdollistettu kansallisilla liitteillä. Suomessa kansalliset liitteet annetaan ympäristöministeriön asetuksina. Eurokoodien julkaisijana toimii Suomen Standardisoimisliitto SFS. Ympäristöministeriön asetuksen mukaan kantavien rakenteiden suunnittelu ja toteutus on täytynyt tehdä eurokoodien mukaisesti 1.9.2014 alkaen. [1; 2, 1–4.]

Raudoituksen yleisohje on työmaalle muiden suunnitelmien mukana lähetettävä asiakirja. Yleisohje on raudoituksen perustapauksiin soveltuva yleinen toimintamalli, jossa kerrotaan, kuinka rakenteet raudoitetaan, jollei muissa piirustuksissa toisin esitetä. Raudoituksen yleisohje nopeuttaa suunnittelijan työtä, sillä kaikista tavallisista raudoitustapauksista ei tarvitse tehdä erillistä raudoitussuunnitelmaa.

## **1.2 Tavoitteet**

Tämän opinnäytetyön tavoitteena oli tuottaa opinnäytetyön toimeksiantajalle mahdollisimman selkeä ja yksinkertainen ohje raudoittamisesta. Tavoitteena oli perehtyä eurokoodeihin ja niiden asettamiin vaatimuksiin raudoittamisesta ja kirjoittaa raudoittamisen teoria eri rakenneosille. Työmaalla työskentelevät raudoittajat eivät välttämättä tiedä eurokoodeista tai niiden asettamista vaatimuksista mitään. Monimutkainen eurokoodin mukainen teoria tuli muuttaa selkeään yksiselitteiseen muotoon, joka ei jätä mitään tulkinnan varaa työmaalle.

## 2 Raudoittaminen

Rakenteiden tulee kestää monenlaisia erilaisista kuormituksista aiheutuvia rasituksia. Erilaisia rakenteisiin aiheutuvia rasituksia ovat esimerkiksi puristus, veto, taivutus, leikkaus ja vääntö. Jotta betoni kestäisi edellä mainitut erilaiset rasitukset, tulee sitä vahvistaa raudoittamalla.

### 2.1 Teräsbetoni

Betonin ominaisuuksiin kuuluu hyvä puristuslujuus, mutta sen vetolujuus on kuitenkin huono verrattuna puristuslujuuteen. Teräksellä taas on hyvä vetolujuus. Betonia ja terästä yhdistämällä saadaan yhdistelmäateriaali teräsbetoni, jolla on useita hyviä ominaisuuksia. Teräsbetonissa yhdistyvät betonin hyvä puristuslujuus sekä teräksen hyvä veto- ja taivutuskestävyys. Lisäksi betoni antaa teräkselle suojaa korroosiota vastaan sekä hidastaa teräksen lämpenemistä ja pehmentymistä tulipalotilanteessa. Teräksen ja betonin lämpölaajenemiskertoimet ovat lähes samansuuruiset, joten materiaalien välille ei synny muodonmuutosevoja ja niistä johtuvia ylimääräisiä rasituksia. [3, 54.]

Betoniin sijoitetaan raudoitusta sellaisille alueille, joihin aiheutuu veto-, taivutus- tai leikkausrasituksia. Myös joissakin puristusrasitetuissa rakenteissa käytetään terästä vahvistamaan betonia ja estämään puristusjännitysten aiheuttama laajeneminen kuormittavan voiman suuntaisella ja sitä vastaan kohtisuoraan sijaitsevalla raudoituksella. [3, 54; 4, 74.]

### 2.2 Betoniteräs

Betoniteräksellä tarkoitetaan betonin raudoittamiseen valmistettua terästankoa. Eurooppalaisen standardisoinnin mukaan betoniteräksille määritellään kahdeksan ominaisuutta, jotka määräävät teräksen toiminnan. Eurokoodin [5, 38] mukaan nämä ominaisuudet ovat

- myötölujuus  $f_{yk}$
- suurin todellinen myötölujuus  $f_{y,max}$
- vetolujuus  $f_t$

- sitkeys  $\varepsilon_{uk}$  ja  $f_t/f_{yk}$
- teräksen taivutettavuus
- tartuntaominaisuudet (suhteellinen harja-ala  $f_R$ )
- terästankojen poikkileikkauskoot ja –toleranssit
- väsymislujuus
- hitsattavuus
- verkkojen ja ansaiden leikkauslujuus sekä hitsin lujuus.

Edellä mainituille betoniteräksen ominaisuuksille määritellään eurokoodin liitteessä C vaatimukset, jotka ovat velvoittavia. Eurokoodien mukaisessa suunnittelussa käytettävien betoniterästen tulee täyttää liitteen C vaatimukset. Lisäksi betoniterästen tulee olla standardin SFS-EN10080 mukaisia. [3, 48.]

Betoniteräksiä voidaan valmistaa joko kuumavalssaamalla tai kylmämuokkaamalla. Teräksen valmistamistapa vaikuttaa huomattavasti sen ominaisuuksiin ja siihen, millaisissa rakenteissa sitä käytetään. Kuumavalssatuilla teräksillä on hyvä muodonmuutoskyky sekä hitsattavuus. Kylmämuokattujen terästen lujuus on suurempi, mutta muodonmuutoskyky huonompi kuin kuumavalssattujen terästen. Kuumavalssattujen terästen kirjaintunnus on Suomessa A ja kylmämuokattujen B. [4, 57–58.]

Sitkeytensä perusteella betoniteräkset voidaan jakaa kolmeen eri luokkaan: A, B ja C. A tarkoittaa alhaista sitkeyttä, B normaalia sitkeyttä ja C korkeaa sitkeyttä. Sitkeysluokille ei kuitenkaan määritellä eri lujuuksia, vaan kaikkien kolmen luokan terästen myötölujuudet  $f_{yk}$  ovat 400–600 MPa. Kylmämuokatut teräkset kuuluvat sitkeydeltään luokkien A ja B väliin ja kuumavalssatut luokkien B ja C väliin. Suomen kansallisen liitteen mukaan eurokoodissa esitetyt raudoituksen mitoitus- ja yksityiskohtien suunnittelua koskevat säännöt ovat voimassa, kun teräksen myötölujuus on 400–700 MPa. [4, 63–64; 5, 39; 6, 4.]

Betoniteräkset luokitellaan myös hitsattaviin ja ei-hitsattaviin teräksiin. Betoniteräksillä on kolme erilaista pintamuotoa, jotka ovat sileä, kuvioitu ja harjamuoto. Raudoitustankojen vakiintuneet koot, eli halkaisijat, ovat 6, 8, 10, 12, 16, 20, 25 ja 32 mm. [4, 58–59.]

Rakennesuunnittelussa piirustuksissa tulee tunnuksella esittää valittu teräsluokka. Eurokoodijärjestelmän mukainen merkintä muodostuu tunnuksesta B (betoniteräs), myötölujuudesta (esim. 500 MPa), teräksen sitkeysluokasta (A, B tai C) ja mahdollisesta lisätunnuksesta (esimerkiksi 1, joka tarkoittaa perusvaatimusta suurempaa harja-alaa). [3, 52–53.]

Tällä hetkellä käytössä olevat teräslaadut eivät ole eurokoodijärjestelmän mukaisia. Näiden teräslaatuojen merkintä muodostuu tunnuksesta A tai B (kuumavalssattu tai kylmämuokattu), myötölujuudesta, tangon laadusta H = harjatanko sekä hitsattavuudesta (kirjain W) ja mahdollisesta lisätunnuksesta (esimerkiksi X, joka tarkoittaa ruostumatonta terästä) [4, 59].

CE-merkintä ei ole vielä mahdollinen eurokoodijärjestelmän mukaisille teräksille, sillä teknisten luokkien eli teräslaatuojen määrittely on vielä puutteellinen. Suomen Standardisoimisliitto on kuitenkin vahvistanut standardin SFS 1268. Standardi koskee hitsattavaa kuumavalssattua harjatankoa B500B, joka on vaihtokelpoinen teräksen A500HW kanssa eurokoodimitoitusta tehtäessä. Rakenne voidaan siis suunnitella ja toteuttaa B500B:n sijasta A500HW:llä ilman mitään lisätoimenpiteitä. [7.] Eurokoodijärjestelmän mukaista teräslaatua B500B on saatavilla ja sitä voidaan käyttää rakentamisessa.

Suunnitelmiin suositellaan merkittäväksi B500B ja sulkuihin voidaan merkitä A500HW sen vaihtokelpoisuuden vuoksi. Varsinkin eurokoodisuunnittelussa tulisi siirtyä käyttämään merkintää B500B. Myös työselostuksissa tulisi olla merkintä teräksen vaihtokelpoisuudesta. [7.]

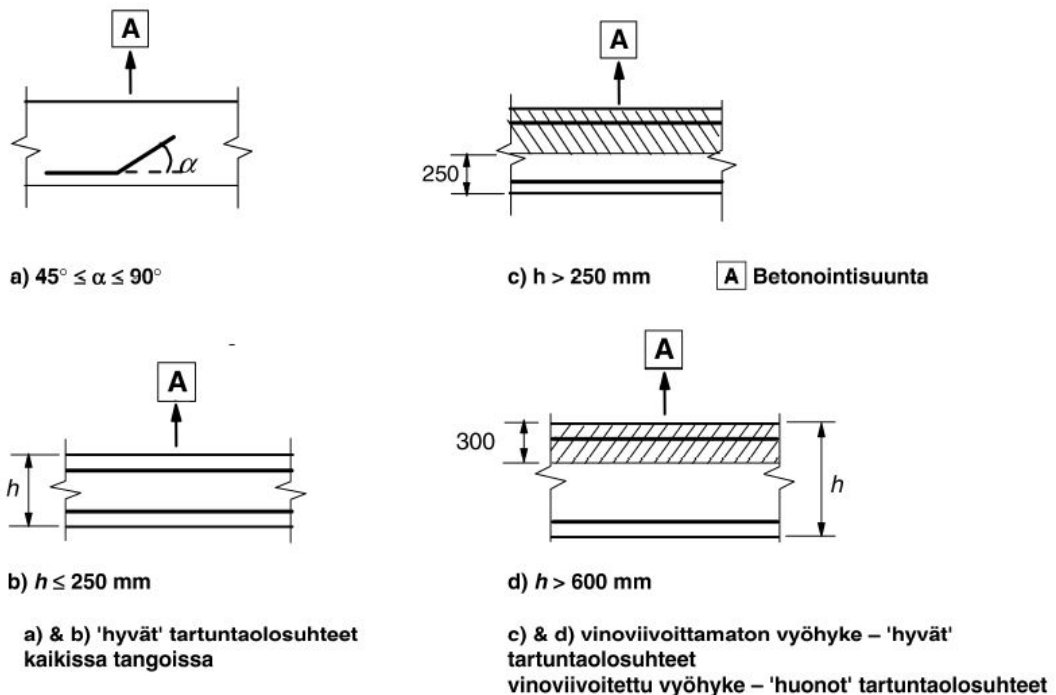
### **3 Ankkurointi**

Raudoitustangot sekä hitsatut verkot tulee ankkuroida siten, että voimat pääsevät siirtymään luotettavasti raudoitukselta betonille. Ankkurointi tulee tapahtua myös siten, että tartuntavoimat eivät halkaise betonia tangon suuntaisesti ja että betoni ei lohkeile. [5, 131.] Suorien tankojen ankkuroinnin toiminta perustuu leikkausjännitykseen, joka kehittyy terästangon ja betonin välille. Tätä jännitystä kutsutaan tartuntajännitykseksi. Mitoitettaessa ankkurointipituutta oletetaan, että tartunta-

jännitys jakautuu tasaisesti ankkuroitavan tangon vaippapinta-alalle koko ankkurointimatkan pituudelta. Tosiasiassa tartuntajännitys vaihtelee tangon kuormituksen mukaan. [3, 153.]

Ankkuroinnin kannalta parhaita teräksiä ovat kuvioidut tai harjamuotoiset teräkset, sillä niissä on eniten tartuntapinta-alaa betoniin. Kuvioiduissa tangoissa on säännöllisin välein painanteita ja harjaterästangoissa taas poikittaisia harjarivejä. Harjarivejä on yleensä kaksi, kolme tai neljä ja ne ovat lähes kohtisuorassa tai vinossa terästangon pituusakseliin nähden. Tangon harjojen jakoväli ja muoto vaikuttavat ankkurointiominaisuuksien lisäksi myös teräksen taivutettavuuteen sekä väsymislujuuteen. Harjatangossa määräävä tekijä ankkurointi- ja tartuntaominaisuuksille on sen suhteellinen harja-ala. Suhteellisen harja-alan avulla teräkset luokitellaan sileiksi tai harjatangoiksi. [4, 64.]

Terästangon ominaisuuksien lisäksi betonin valusuunta raudoitukseen nähden vaikuttaa merkittävästi ankkurointiin. Betonin tulisi tiivistyä hyvin terästangon ympärille. Kohtisuoraan terästankoon nähden valettaessa tangon alapuolelle jää huonompaa betonia sekä rako. Tangon alle jäävä rako johtuu betonin painumisesta ja kutistumisesta sen kovettuessa. [4, 64.] Eurokoodin mukaan tartuntaolosuhteet on jaettu hyviin ja huonoihin tai ehdollisesti hyviin olosuhteisiin (kuva 1).



Kuva 1: Terästankojen tartuntaolosuhteet [5, 133]

Kuvan 1 kohdan a mukaan tartuntaolosuhteet ovat hyvät, kun tangon ja vaakatason välinen kulma on suurempi tai yhtä suuri kuin  $45^\circ$ , mutta pienempi tai yhtä suuri kuin  $90^\circ$ . Pystyssä olevalla raudoituksella on siis aina hyvät tartuntaolosuhteet. Vaakatasossa olevalla raudoituksella kohdan b mukaan tartuntaolosuhteet ovat hyvät, kun valun paksuus on korkeintaan 250 mm. Kohtien c ja d mukaan hyvät olosuhteet saavutetaan vaakatasossa oleville terästangoille, kun tarkasteltava tanko sijaitsee korkeintaan 250 mm:n etäisyydellä valun alapinnasta. Huonot olosuhteet kohdan c mukaan vallitsevat, kun tanko on yli 250 mm etäisyydellä valun alapinnasta. Kohdassa d huonot olosuhteet ovat tangolla, joka sijaitsee alle 300 mm etäisyydellä valun yläpinnasta valun paksuuden ollessa yli 600 mm. [5, 133.]

Eurokoodin mukaista ankkurointimitoitusta voidaan käyttää silloin, kun käytettävä teräs täyttää eurokoodin liitteessä C esitetyt vaatimukset.

### 3.1 Tartuntajännitys murtorajatilassa

Tangon ankkurointikyky betonissa on verrannollinen tangon nimellisellä vaippapinnalla vaikuttavaan tartuntalujuuteen  $f_{bd}$ . Tartuntalujuuden suuruus on suhteessa betonin mitoitusvetolujuuteen  $f_{ctd}$ . Kaikki tekijät, jotka estävät tangon suuntaista halkeamista, parantavat ankkurointia, esim. poikittainen raudoitus ankkurointialueella. [4, 464.] Tartuntalujuus  $f_{bd}$  saadaan kaavasta [5, 132]:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (1)$$

missä

$\eta_1$  on 1,0 kun hyvät tartuntaolosuhteet saavutetaan ja 0,7 kaikissa muissa tapauksissa, ellei voida osoittaa hyvien tartuntaolosuhteiden vallitsevan

$\eta_2$  riippuu terästangon halkaisijasta,

1,0 kun  $\varnothing \leq 32 \text{ mm}$

$(132-\varnothing)/100$  kun  $\varnothing > 32 \text{ mm}$



$f_{ctd}$  betonin vetolujuuden mitoitusarvo, joka saadaan kaavasta 2 [5, 35]:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (2)$$

missä

$\alpha_{ct}$  1,0 on kerroin, joka ottaa huomioon vetolujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät sekä kuorman vaikuttamisesta riippuvat epäedulliset tekijät

$\gamma_c$  on betonin osavarmuusluku (taulukko 1)

$f_{ctk,0,05}$  on betonin vetolujuuden 5 %:n fraktiili, joka riippuu betonin lujuusluokasta (taulukko 2)

Taulukko 1: Murtorajatilojen materiaaliosavarmuusluvut [5, 26]

Mitoitustilanteet	betonin $\gamma_c$	betoniteräksen $\gamma_s$	jänneteräksen $\gamma_s$
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen	1,5	1,15	1,15
Onnettomuus	1,2	1,0	1,0

Taulukko 2: Betoniluokkien vetolujuuden 5 %:n fraktiilit [5, 30]

BETONI	$f_{ctk,0,05}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
C20/25	1,5
C25/30	1,8
C30/37	2,0
C35/45	2,2
C40/50	2,5
C45/55	2,7
C50/60	2,9

### 3.2 Ankkurointipituuden perusarvo

Ankkurointipituutta laskettaessa otetaan huomioon tankojen tartuntaominaisuudet sekä teräksen tyyppi. Laskettaessa tangossa vallitseva voima on  $A_s \cdot \sigma_{sd}$  ja

tartuntalujuus  $f_{bd}$  oletetaan vakioksi. [5, 133.] Ankkurointipituuden perusarvo  $l_{b,rqd}$  saadaan tällöin kaavasta [5, 133]:

$$l_{b,rqd} = \left(\frac{\emptyset}{4}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}\right) \quad (3)$$

missä	$\emptyset$	on tangon halkaisija
	$f_{bd}$	on harjatankojen tartuntalujuuden mitoitusarvo murtorajatilassa
	$\sigma_{sd}$	on tangon mitoitusjännitys siitä kohdasta, josta ankkurointipituus mitataan

### 3.3 Ankkurointipituuden mitoitusarvo

Ankkurointipituuden mitoitusarvo  $l_{bd}$  saadaan kaavasta [5, 134]:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (4)$$

missä

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$	ovat taulukon 3 mukaisia kertoimia
$l_{b,rqd}$	on ankkurointipituuden perusarvo
$l_{b,min}$	on ankkurointipituuden minimiarvo, jollei jokin muu rajoitus tule kyseeseen

Jos muita ankkurointivaatimuksia ei ole, tulee kaikki tangot ankkuroida vähintään ankkurointipituuden minimiarvon  $l_{b,min}$  verran. Vetovoimaa ankkuroitaessa minimiarvo saadaan kaavasta [5, 134]:

$$l_{b,min} \geq \max \{0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \emptyset; 100 \text{ mm}\} \quad (5)$$

Puristusvoimaa ankkuroitaessa minimiarvo saadaan kaavasta [5, 134]:

$$l_{b,min} \geq \max \{0,6 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \emptyset; 100 \text{ mm}\} \quad (6)$$

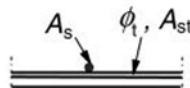
Ankkurointipituuksien mitoituksen yksinkertaistamiseksi valitaan  $\alpha$ -kertoimien arvoksi kaikille 1,0. Ankkurointipituuden mitoitusarvo on tällöin varmemmalla puolella, koska ankkurointipituuden perusarvoa ei pienennetä  $\alpha$ -kertoimilla. Ankkurointipituutta voisivat lyhentää mm. tankojen välinen etäisyys, betonipeite, koukut sekä lenkit tangoissa, poikittainen puristus sekä poikittainen rauditus. Yksinkertaistamisen vuoksi voidaan luoda taulukko, josta pystytään valitsemaan betonin lujuuden ja halutun teräksen halkaisijan perusteella riittävä ankkurointipituus.

Taulukko 3: Kertoimien  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$ ,  $\alpha_5$  arvot

Vaikuttava tekijä	Ankkurointityyppi	Betoniteräs	
		vetoteräs	puristusteräs
Tankojen muoto	Suora	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_1 = 0,7$ jos $c_d > 3\phi$ muuten $\alpha_1 = 1,0$ (mitan $c_d$ arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_1 = 1,0$
Betonipeite	Suora	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Muu kuin suora (ks. kuvia 8.1 (b), (c) ja (d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (mitan $c_d$ arvot ovat kuvassa 8.3)	$\alpha_2 = 1,0$
Poikittainen laajenemisen estorauditus, jota ei ole hitsattu pääraudoitukseen	Kaikki tyypit	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Poikittainen hitsattu laajenemisen estorauditus*	Kaikki tyypit; sijainti ja koko kuvassa 8.1 (e) määritellyllä tavalla	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Laajenemista estävä poikittaispaine	Kaikki tyypit	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	–
missä $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min})/A_s$ $\Sigma A_{st}$ poikittaisraudoituksen poikkileikkausala pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta $l_{bd}$ $\Sigma A_{st,min}$ poikittaisraudoituksen poikkileikkauksen vähimmäisarvo $= 0,25 A_s$ palkeilla ja 0 laatoilla $A_s$ yksittäisen halkaisijaltaan suurimman ankkuroidun tangon poikkileikkausala $K$ kuvan 8.4 arvot $p$ poikittaispaine [MPa] murtorajatilassa pitkin mitoitusarvon mukaista ankkurointipituutta $l_{bd}$			
* Ks. myös kohtaa 8.6: Valittomilla tuilla ankkurointipituuden mitoitusarvona $l_{bd}$ voidaan käyttää pienempää arvoa kuin $l_{b,min}$ mikäli tuen kohdalla on vähintään yksi hitsattu poikittaislanka. Tämän edellytetään olevan vähintään 15 mm tuen ulkopinnalta.			



$K = 0,1$



$K = 0,05$



$K = 0$

Raudoituksen yleisohjeessa ankkurointipituuden mitoitusarvon merkinnän  $l_{bd}$  sijasta käytetään kirjainlyhennettä AP (ankkurointipituus) yksinkertaisuuden ja selkeyden vuoksi.

### 3.4 Muut ankkurointimenetelmät

Suorana tankona ankkuroinnista poikkeavia menetelmiä ovat terästangosta taivutettavat haat, koukut ja lenkit. Taivutettuja teräksiä käytetään yleensä silloin, kun suoran tangon ankkurointi ei ole riittävä. Jos tanko ei mahdu ankkuroitumaan rakenteeseen suorana, käytetään myös tällöin taivutettuja teräksiä, jotta riittävä ankkurointipituus saavutetaan. Yleisesti taivutettujen tankojen ankkurointimitoitusta toteutetaan siten, että vastaavan suoran terästangon vaatima ankkurointipituus mitataan taivutetun tangon keskiakselia pitkin. [3, 158.] Taivutetut teräkset ja koukut eivät kuitenkaan paranna puristusvoiman ankkurointia [5, 132].

Terästankoja taivutettaessa on vältettävä terästankojen taivutushalkeamia sekä haurasmurtumia. Myöskään betoni ei saa vahingoittua tangon taivutuskohdan sisäpuolella. Betonin vahingoittuminen johtuu halkaisujännityksistä, jotka aiheuttavat betoniin lohkeilua terästangon taivutuskohdan sisäpuolella. Edellä mainittujen välttämiseksi tangon taivutustelan halkaisijalle, eli taivutusympyrälle, on määrätty minimiarvo  $\varnothing_{m,min}$ . Vetorausoituksen taivutusympyrä ei missään olosuhteissa saa olla pienempi kuin viisi kertaa taivutettavan teräksen halkaisija. [5, 130–131.]

Taivutusympyrän vähimmäishalkaisijat  $\varnothing_{m,min}$  on määritelty terästangoille ja -langoille eurokoodin Suomen kansallisessa liitteessä seuraavasti [6, 10]:

Pienimmät sallitut taivutustelan halkaisijat haoilla, koukuilla ja lenkeillä ovat vähintään 2 kertaa suuremmat kuin kyseisen teräsluokan taivutuskokeen mukainen arvo.

Teräksen 180° taivutuskokeessa käytettävän taivutustuurnan halkaisija riippuu teräslajista sekä teräksen halkaisijasta. Suunnittelussa käytettävä taivutustelan halkaisija on vähintään kaksi kertaa suurempi kuin taivutuskokeessa käytetyn tuurnan arvo. [8.]

Eurokoodien Suomen kansallisesta liitteestä on vuoden 2015 aikana tulossa päivitetty versio, jossa aiotaan esittää teräslajista riippumaton yleinen vaatimus te-

räksen taivutettavuudelle [8.] Päivitetty versio ei ole vielä ilmestynyt. Tällä hetkellä taivutusympyrän vähimmäishalkaisijat  $\varnothing_{m,min}$  ovat teräksen halkaisijasta riippuvia. Haoille, koukuille ja lenkeille vähimmäishalkaisijat ovat taulukon 4 mukaisia.

Taulukko 4: Taivutusympyrän vähimmäishalkaisijat [8]

halkaisija $\varnothing$	taivutuskoe 180° tuurnan halkaisija	taivutusympyrän vähimmäishalkaisija $\varnothing_{m,min}$
$\varnothing \leq 10 \text{ mm}$	$2\varnothing$	$4\varnothing$
$10 < \varnothing \leq 20 \text{ mm}$	$2,5\varnothing$	$5\varnothing$
$\varnothing > 20 \text{ mm}$	$3,5\varnothing$	$7\varnothing$

## 4 Jatkospituus

Rakenteita raudoitettaessa joudutaan teräksiä usein jatkamaan, eli limittämään keskenään. Voimia voidaan siirtää terästangolta toiselle joko niitä limittämällä, käyttämällä koukkuja tai taivutuksia sekä tankoja hitsaamalla. Myös erikoisliitoksia, eli raudoitusjatkoksia, voidaan käyttää. [3, 198.] Raudoitusjatkoksilla voidaan varmistaa joko pelkän puristus- tai sekä veto- että puristusvoimien siirtyminen [10, 67]. Raudoitusjatkoksen etuja ovat, että kaikki tangot voidaan jatkaa samassa poikkileikkauksessa ja että betoniterästen kapasiteetti ja pituus voidaan hyödyntää kokonaan. Tämä johtuu siitä, että staattisilla kuormilla liitoksen vahvuus vastaa ehjää tankoa. [11.] Raudoitusjatkosten käyttö ei kuitenkaan ole aina työteknisistä syistä mahdollista, sillä liittyvän teräksen tulee olla vapaasti pyörítettävissä. Raudoitusjatkosten käyttö ei myöskään ole aina kustannussyistä mahdollista.

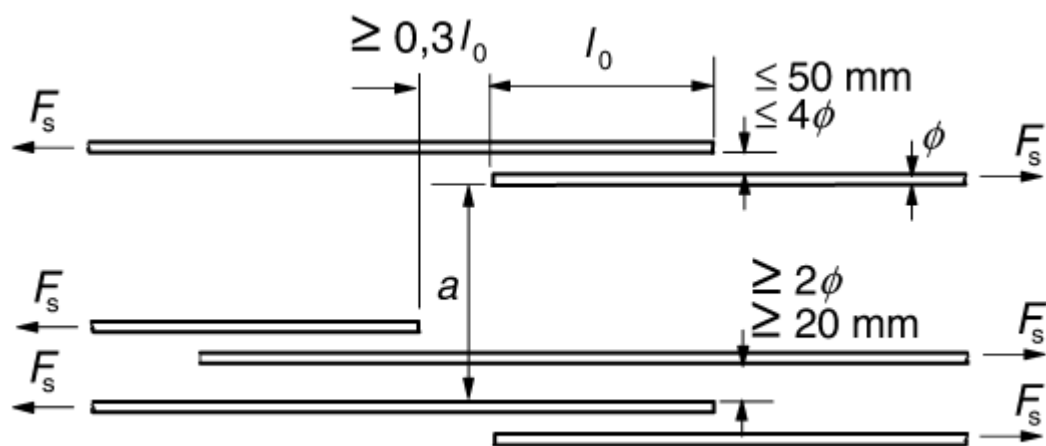
### 4.1 Betoniteräksen limijatkokset

Betoni toimii limitysalueella  $l_0$  kummallekin vedetylle tangolle ankkurointialueena. Vedetyssä limijatkoksessa voimat siirtyvät ensin tartuntana terästangolta betonille. Koska betoni ja teräs venyvät yhdessä, ottaa toinen tanko vastaan tartunnan kautta vastaavan voiman, kuin ensimmäinen tanko on betoniin siirtänyt. Limitetty tankopari kehittää väliinsä vinon puristusjännitystilän betoniin, ja tällöin

syntyy kiilavaikutus, joka saattaa aiheuttaa halkeamia. Puristusjännitystila tarkoittaa, että tangot pyrkivät loitonemaan toisistaan. [4, 475–476.]

Limijatkoksia suunniteltaessa on varmistettava, että voimat pääsevät luotettavasti siirtymään terästangolta toiselle ja että betoni ei lohkeile limijatkosten läheisyydessä. Rakenteeseen ei saa myöskään syntyä sen toimintakykyyn vaikuttavia halkeamia. Limijatkoksia ei tule sijoittaa suurten momenttien alueelle tai kohtiin, joissa raudoituksen jännitystila on korkea. Normaalisti jatkokset sijoitetaan kuhunkin poikkileikkaukseen symmetrisesti. [5, 137.]

Limitettäessä terästangot tulee sijoittaa siten, että ne ovat mahdollisimman lähellä toisiaan, mutta niiden vapaa väli saa olla korkeintaan neljä kertaa teräksen halkaisija  $\varnothing$  tai 50 mm. Jos vapaa väli on suurempi kuin edellä mainitut ehdot, jatkospituutta kasvatetaan vapaan välin verran. Kahden vierekkäisen limijatkoksen välillä niiden pituussuuntaisen etäisyyden tulee olla vähintään 0,3 kertaa jatkospituuden mitoitusarvo  $l_0$ . Kahden vierekkäin sijaitsevan limijatkoksen vapaan välin on oltava vähintään kaksi kertaa teräksen halkaisija  $\varnothing$  tai 20 mm (kuva 2). [3, 198; 5, 137–138.]

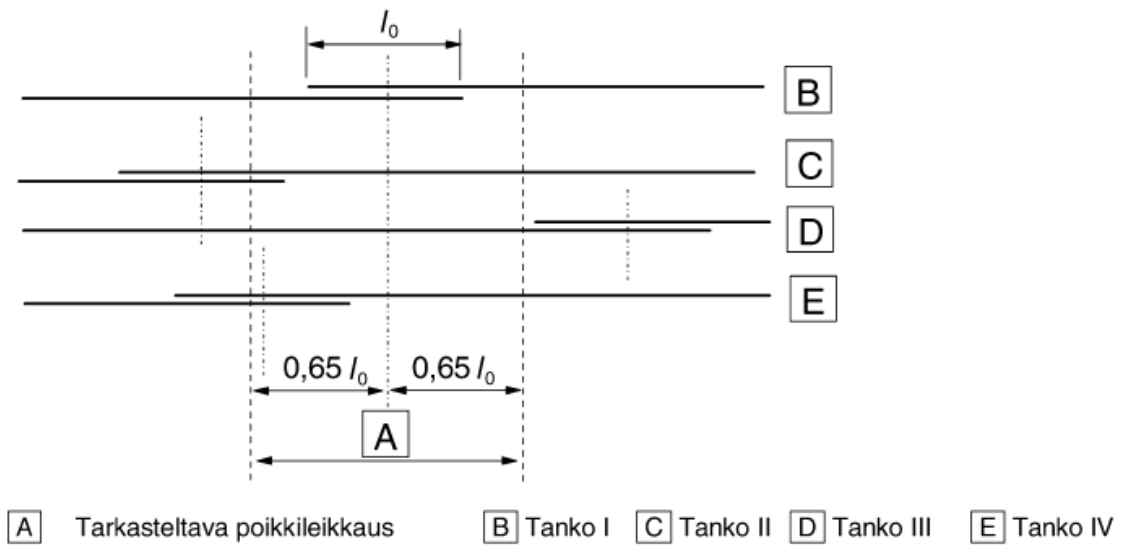


Kuva 2: Vierekkäisten limijatkosten vapaiden välien vaatimukset [5, 138]

Kaikki vetokuormitetut terästangot voidaan jatkaa samassa poikkileikkauksessa, jos niitä koskevat vapaiden välien vaatimukset täyttyvät ja jos terästangot sijaitsevat samassa kerroksessa. Jos tangot sijaitsevat useammassa eri kerroksessa, voi samassa poikkileikkauksessa limijatkaa ainoastaan puolet vetoraudoituksesta. [5, 138.]

Kaikki puristus- ja jakoraudoitus voidaan jatkaa samassa poikkileikkauksessa jatkosten vapaiden välien ehtojen täyttyessä [5, 138].

Tarkasteltava poikkileikkaus on 0,65 kertaa jatkospituuden mitoitusarvo  $l_0$ , tarkasteltavan limijatkoksen keskikohdasta kummallekin puolelle mitattuna kuvan 3 mukaisesti [5, 139].



Kuva 3: Tarkasteltavan poikkileikkauksen määrittäminen [5, 139]

## 4.2 Jatkospituuden mitoitusarvo

Jatkospituuden mitoitusarvo  $l_0$  saadaan kaavasta [5, 138]:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (7)$$

missä  $l_{b,rqd}$  on ankkurointipituuden perusarvo

$l_{0,min}$  on jatkospituuden minimiarvo, ellei jokin muu rajoitus tule kyseeseen ja se saadaan kaavasta [5, 138]:

$$l_{0,min} \geq \max \{0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15 \cdot \phi; 200 \text{ mm}\} \quad (8)$$

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5$

ovat taulukon 3 mukaisia arvoja

$\alpha_6$  on  $(\rho_1/25)^{0,5}$ , mutta enintään 1,5 ja vähintään 1,0 (taulukko 5)

missä

$\rho_1$  on limijatkettun raudoituksen prosenttiosuus, jossa jatkos sijaitsee tarkasteltavan poikkileikkauksen alueella (kuva 3)

Taulukko 5: Kertoimen  $\alpha_6$  arvot [5, 138]

Limijattettujen tankojen suhteellinen osuus poikkileikkauksen tankojen kokonaisalasta	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
$\alpha_6$	1	1,15	1,4	1,5
HUOM. Väliarvot voidaan interpoloida suoraviivaisesti.				

Käytännössä on suunnittelijalle työlästä ja aikaa vievää selvittää osuvatko limijatkokset samaan poikkileikkaukseen. Tapauskohittaisen raudoitusten suhteellisen osuuden laskemisen välttämiseksi ja laskennan yksinkertaistamiseksi kertoimen  $\alpha_6$  arvoksi valitaan 1,5 jolloin laskenta on myös varmalla puolella. Jatkospituuksien arvot voidaan tällöin taulukoida ja taulukon arvoista valita betonin lujuuden ja teräksen halkaisijan perusteella riittävä jatkospituus (liite 2). [3, 200.]

Raudoituksen yleisohjeessa jatkospituuden mitoitusarvon merkinnän  $l_0$  sijasta käytetään kirjainlyhennettä JP (jatkospituus) yksinkertaisuuden ja selkeyden vuoksi.

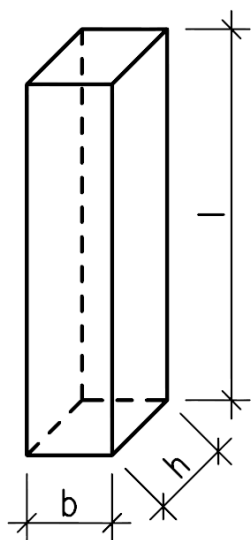
### 4.3 Kaistaraudoitteiden limijatkokset

Kaistaraudoite on yhteen suuntaan toimiva raudoite, jossa on päätangot on sidottu sidelangoilla, eli työteräksillä. Päätankojen pituus on valittu siten, että ne yltyvät esimerkiksi koko laatan jänteen yli, jolloin limijatkoksia ei tarvitse tehdä. Mikäli jossain kohdin rakennetta käytetään ”tuplaverkotusta”, eli kahta kaistaraudoitetta päällekkäin, raudoitteet limitetään siten, että niiden pääterästasot asetetaan vastakkain. [9, 79–80.]



## 5 Pilarit

Pilarit ovat puristettuja rakenteita, joiden suurempi poikkileikkausmitta  $h$  on korkeintaan neljä kertaa pilarin pienempi poikkileikkausmitta  $b$  (kuva 4) [5, 159]. Mikäli  $h$  on neljä kertaa suurempi kuin  $b$ , rakenne käsitellään seinänä [9, 97]. Pilarin korkeus merkitään symbolilla  $l$ . Pilarit voivat olla poikkileikkauksiltaan neliön, suorakaiteen tai ympyrän muotoisia. Ensisijaisesti tulisi käyttää neliöpilareita. Poikkileikkauksen koko määräytyy pilariin kohdistuvan kuormituksen perusteella.



Kuva 4: Pilarin mitat [5, 159]

### 5.1 Pääraudoitus

Pilareiden pääraudoituksen tankojen vähimmäishalkaisija  $\varnothing_{min}$  eurokoodin mukaan on 8 mm. Työteknisistä syistä päätankojen halkaisija pyritään valitsemaan mahdollisimman suureksi, jotta tankoja ei tarvittaisi niin montaa. Halkaisijaltaan suuremmat tangot eivät myöskään nurjahda niin helposti ja hakaraudoituksen tarve on vähäisempi. Pääraudoitus pyritään sijoittamaan mahdollisimman lähelle pilarin nurkkia ottaen huomioon riittävän suojabetonin määrän. Rauditus tehdään symmetriseksi ja samanlaisena koko pilarin pituudelle. [9, 135.]

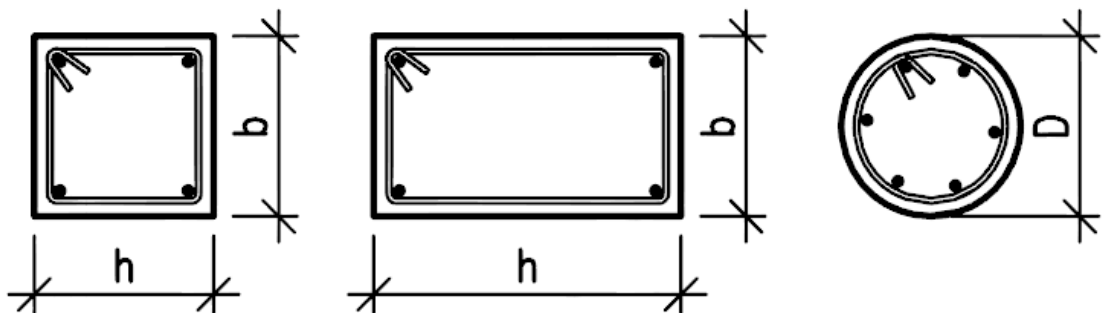
Pilarin pääraudoituksen alan tulee olla vähintään  $A_{s,min}$ , joka saadaan kaavasta [5, 160]:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}}, 0,002 \cdot A_c \right\} \quad (9)$$

missä	$N_{Ed}$	on puristavan normaalivoiman mitoitusarvo
	$f_{yd}$	on raudoituksen myötölujuuden mitoitusarvo
	$A_c$	on pilaripoikkileikkauksen pinta-ala

Kaavan arvoista käytetään sitä, joka antaa suuremman arvon. Pääraudoituksen enimmäisala  $A_{s,max}$  on pilarissa limityskohtien alueella  $0,12 \cdot A_c$  ja limityskohtien ulkopuolella  $0,06 \cdot A_c$  [6, 12]. Varsinkin limityskohtien alueella on kuitenkin aina tarkastettava, että raudoitus mahtuu rakenteeseen.

Raudoitetun pilarin poikkileikkausalan tulee olla vähintään 32 000 mm<sup>2</sup> [4, 419]. Poikkileikkaukseltaan neliön ja suorakaiteen muotoisiin pilareihin tulee aina sijoittaa vähintään yksi terästanko jokaiseen kulmaan, vaikka minimiraudoitus antaisikin sitä pienemmän teräsmäärän (kuva 5) [5, 160].



Kuva 5: Erilaisia pilaripoikkileikkauksia [9, 97]

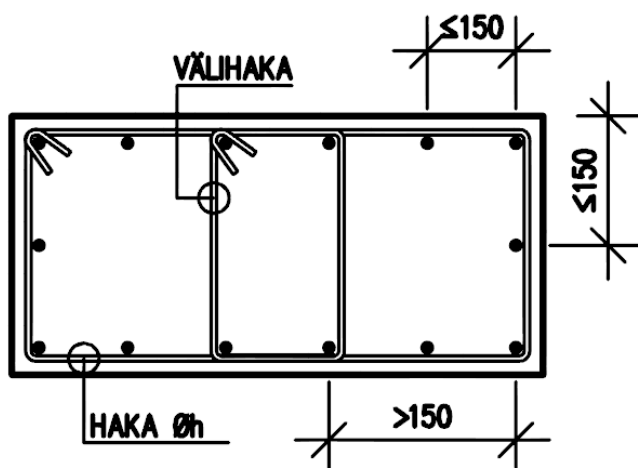
Pyöreään pilariin on sijoitettava vähintään neljä tankoa [3, 160]. Yleisen käytännön mukaan pyöreisiin pilareihin sijoitetaan kuitenkin aina vähintään kuusi tankoa kuvan 5 mukaisesti [9, 136]. Raudoittamattomia pilareita käytetään vain pientalo-kohteissa. Raudoittamattomien pilarien pienin sivumitta on oltava vähintään 200 mm ja sitä suuremmat koot valitaan 50 mm välein. [4, 419.]

## 5.2 Hakaraudoitus

Pilarin hakaraudoituksen tehtävä on estää pääraudoituksen tankojen nurjahtaminen sekä ottaa vastaan pilariin syntyviä halkaisuvoimia. [9, 136.] Pilarin hakojen

halkaisijan  $\varnothing_h$  tulee olla vähintään neljäsosa pääraudoituksen suurimman tangon halkaisijasta  $\varnothing$ , tai 6 mm. Edellä mainituista arvoista suurempi valitaan. [5, 160.]

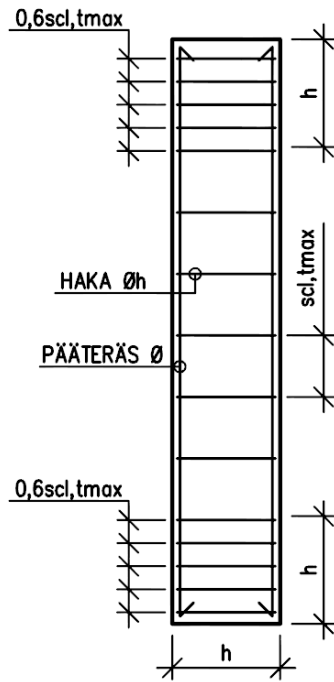
Haan taitteessa, eli nurkassa sijaitseva terästanko katsotaan sidotuksi. Sidotusta tangosta korkeintaan 150 mm etäisyydellä sijaitsevat tangot katsotaan myös sidotuiksi. Muut pilarin terästangot tulee sitoa välihakoilla (kuva 6). [9, 136.]



Kuva 6: Hakojen sijoittaminen pilaripoikkileikkaukseen [9, 136]

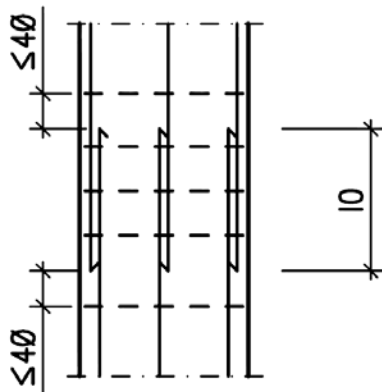
Hakojen enimmäisjakoväli  $s_{cl,tmax}$  on pienin seuraavista arvoista: 15 kertaa päätankojen vähimmäishalkaisija  $\varnothing$ , pilarin pienin mitta tai 400 mm. Välihakojen jakoväli saa olla korkeintaan kaksi kertaa päähakojen jakoväli  $s_{cl,t}$ . [5, 160; 4, 425.]

Hakojen enimmäisjakoväliä  $s_{cl,tmax}$  tulee pienentää kertoimella 0,6 pilarin ylä- ja/tai alareunassa, eli palkin tai laatan ylä- tai alapuolella. Jakoväliä pienennetään enintään pilarin poikkileikkauksen suuremman mitan  $h$  etäisyydellä ylä- ja alareunasta mitattuna (kuva 7). [5, 160–161.] Tihennettyä hakaväliä tarvitaan pilarin päihin kohdistuvien halkaisuvoimien takia.



Kuva 7: Hakavälin tihentäminen pilarissa [9, 138]

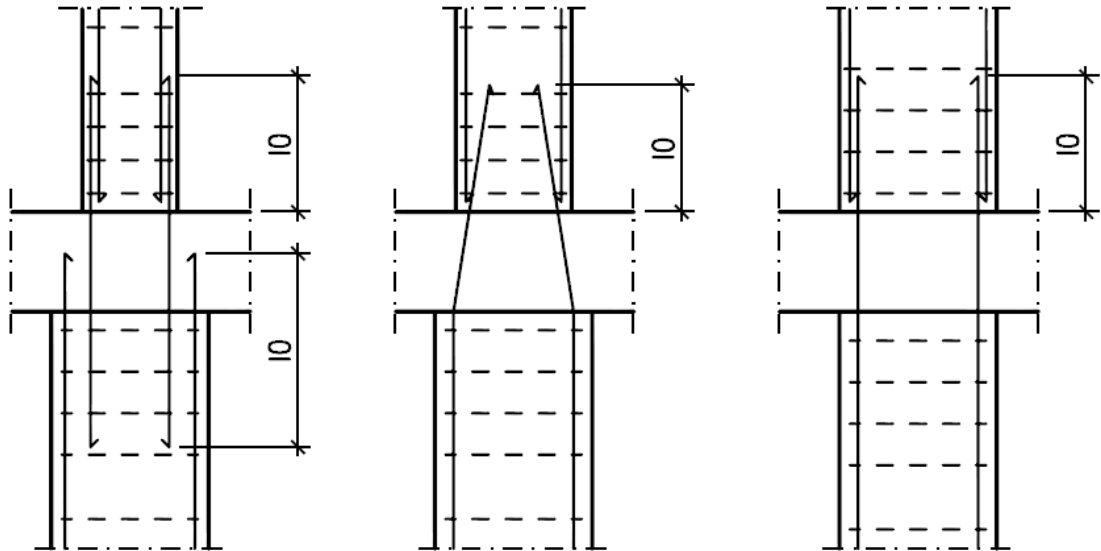
Tihennettyä hakaväliä käytetään myös limijatkosten lähellä, kun päätankojen suurin halkaisija  $\varnothing$  on suurempi kuin 14 mm. Limityspituudelle tulee sijoittaa tällöin vähintään kolme haka tasaisin välein. [5, 160.] Jatkospituuden kummankin pään ulkopuolella sijaitsevan ensimmäisen haan tulee sijaita korkeintaan 4 kertaa halkaisijan  $\varnothing$  verran limityspituuden päästä mitattuna kuvan 8 mukaisesti [5, 139].



Kuva 8: Hakojen sijoittaminen jatkospituuden ulkopuolelle [5, 139]

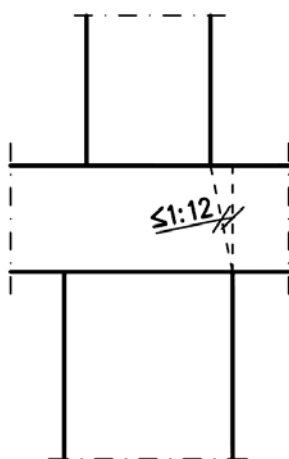
Pilareiden jatkamisessa on huomioitava riittävät jatkospituudet. Pilareita voidaan jatkaa joko viemällä alapuolisen pilarin teräkset jatkospituuden mitoitusarvon  $l_0$

verran ylempään pilariin tai käyttämällä irtoteräksiä. Irtoteräksiä käytettäessä niiden tulee ulottua riittävällä pituudella kumpaankin pilariin. Pilareiden eri jatkamistapoja on esitetty kuvassa 9.



Kuva 9: Pilareiden erilaisia jatkoksia [9, 139]

Pääraudoituksen suunnan muuttuessa, esimerkiksi pilarin koon muuttuessa, tulee hakojen jakoväli mitoittaa esiintyvälle poikittais- eli halkaisuvoimalle kohdan 5.2.2 Halkaisuvoimat mukaisesti. Jos suunnan muutos on korkeintaan 1:12 eli  $4,76^\circ$  (kuva 10), ei halkaisuvoimia tarvitse erikseen huomioida. [5, 160.]

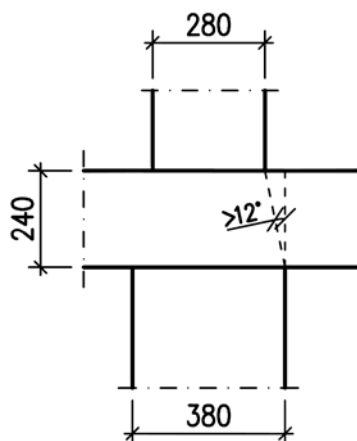


Kuva 10: Pilarin koon muutos [9, 139]

### 5.2.1 Paikallinen puristuskapasiteetti

Paikallinen puristus tarkoittaa, että rakennetta kuormitetaan puristavalla voimalla, joka keskittyy vain osalle tarkasteltavan rakenteen poikkileikkausta. Tällöin rakenteen paikallinen puristuskapasiteetti tulee tarkistaa. Paikallinen puristus aiheuttaa kuormitetun rakenteen päähän puristusjännityksen lisäksi poikittaisia halkaisuvoimia sekä pintojen suuntaisia vetovoimia. Pilareissa paikallista puristusta voi esiintyä esimerkiksi pilarin koon muuttuessa, jolloin yläpuolinen pilari on poikkileikkaukseltaan pienempi kuin alapuolinen pilari.

Laskentaesimerkkinä 380x380 mm pilarin muutos 280x280 mm pilariksi (kuva 11). Pilareiden välissä on 240 mm paksu teräsbetonilaatta ja betoni C25/30. Pilareiden koon muuttuessa niiden väliin jäävä kulma on  $12^\circ$ , eli rakenteeseen syntyy halkaisuvoimia.



Kuva 11: Esimerkilaskelma, pilarin koon muutos

Paikallisessa puristuksessa kapasiteetin kasvu on mahdollista silloin, kun halkaisuvoimat otetaan vastaan raudoituksella. Kun rakenteessa on halkaisuvoimat vastaanottavaa raudoitusta, paikallinen puristuskapasiteetti  $F_{Rdu}$  saadaan kaavasta [5, 110]:

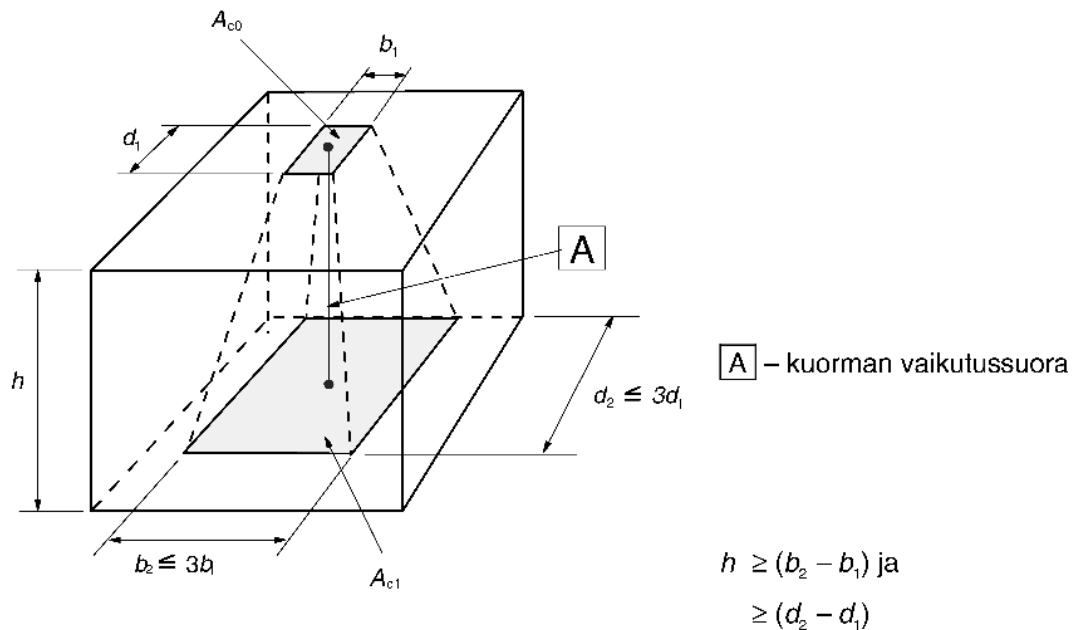
$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (10)$$

missä  $A_{c0}$  on kuormitetun pinnan ala,  $b_1 \cdot d_1$

$A_{c1}$  on kuorman jakautumispinnan ala,  $b_2 \cdot d_2$

$f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

Kuorman jakautumispinnan alan  $A_{ci}$  tulee täyttää eurokoodissa esitetyt ehdot. Kuorman jakautumiskorkeus kuorman suunnassa mitattuna tulee olla suurempi kuin kuormitetun pinnan ja kuorman jakautumispinnan vastaavien sivujen erotus (kuva 12). Jakautumispinnan alan ja kuormitetun pinnan alan keskipisteiden tulee sijaita kuorman vaikutussuoralla. Mikäli tarkasteltavaan poikkileikkaukseen vaikuttaa kaksi tai sitä useampi puristuskuormitus, niiden jakautumisalueet eivät saa limittyä keskenään. [5, 110.]



Kuva 12: Paikallisen puristuksen kuormitus- ja jakautumisalueiden määritelmät [5, 111]

Esimerkkinä olleen pilarin  $A_{co} = 280 \times 280$  mm,  $A_{ci} = 380 \times 380$  mm ja  $f_{cd} = 14,17$  N/mm<sup>2</sup>. Paikallinen puristuskestävyys kaavasta 10 laskettuna on  $1507,7 \text{ kN} \leq 3332,8 \text{ kN}$ . Kuormittava puristusvoima saa siis olla korkeintaan 1507,7 kN, jotta paikallinen puristuskapasiteetti on riittävä.

Mikäli halkaisuvoimia vastaanottavaa poikittaisraudoitusta ei ole, betoni pääsee halkeilemaan. Betonin puristuslujuutta tulee pienentää halkeilleilla puristusalueilla. Paikallinen puristuskapasiteetti  $F_{Rdu}$  saadaan tällöin kaavasta [5, 106]:

$$F_{Rdu} = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot A_{co} \quad (11)$$

missä  $f_{ck}$  on betonin lieriölujuuden ominaisarvo

Tässä tapauksessa esimerkkirakenteen paikallinen puristuskapasiteetti olisi enää 599,9 kN, eli pilaria kuormittava puristusvoima ei saisi ylittää kyseistä arvoa.

### 5.2.2 Halkaisuvoimat

Keskeisessä kuormituksessa kuorman vaikutuksesta syntyvä halkaisuvoima  $F_{tu}$  saadaan kaavasta [10, 47]:

$$F_{tu} = 0,25 \cdot F_d \cdot \left(1 - \frac{b_1}{b_2}\right) \quad (12)$$

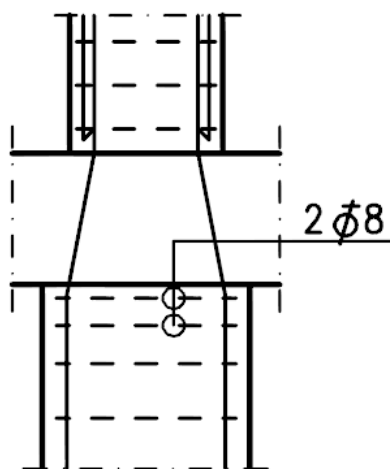
missä

$b_1$  on kuormitetun pinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa

$b_2$  on kuorman jakautumispinnan sivumitta tarkasteltavassa suunnassa

Halkaisuvoimaksi  $F_{tu}$  kaavasta 12 saadaan 61,2 kN. Tarvittavien lisähakojen leikkeiden pinta-ala  $A_{sw}$  on 141 mm<sup>2</sup>, jolloin voidaan valita haoiksi 2 T8 (404 mm<sup>2</sup>).

Haat tulee sijoittaa päätankojen taivutuskohdan ulkotaitteeseen, jotta ne vastaanottavat ulospäin suuntautuvan voiman (kuva 13) [9, 138].

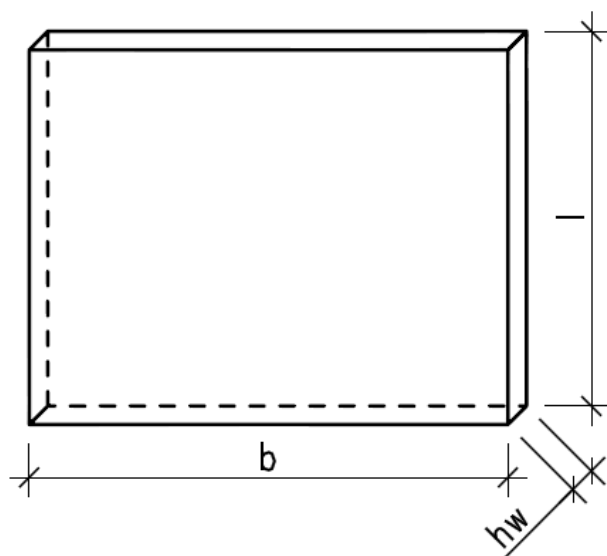


Kuva 13: Halkaisuvoimat vastaanottavan lisäraudoituksen sijoitus [9, 138]



## 6 Seinät

Seinät ovat pääasiassa puristettuja levyrakenteita, joissa kuormitus vaikuttaa seinän tasossa. Rakenne käsitellään seinänä, jos sen leveys  $b$  on suurempi tai yhtä suuri kuin neljä kertaa seinän paksuus  $h_w$  (kuva 14). Pystyrakenteet, jotka ovat tämän rajauksen ulkopuolella, käsitellään pilareina. Seinät, joihin kohdistuu ensisijaisesti niiden tasoa kohtaan vaakasuoraa taivutusta, käsitellään laattoina. Seinät jaetaan raudoittamattomiin sekä raudoitettuihin rakenteisiin. [5, 161; 10, 78.]



Kuva 14: Seinän mitat [5, 161]

### 6.1 Raudoittamattomat seinät

Seinä on raudoittamaton, jos teräsbetoniseinän edellyttämä minimiteräsmäärä  $A_{s,vmin}$  alittuu. Seinän pystysuoran raudoituksen pinta-alan minimiarvo  $A_{s,vmin} = 0,002 \cdot A_c$ . [5, 161; 6, 12.] Raudoittamattoman seinän minimipaksuuden  $h_{w,min}$  on oltava vähintään 120 mm [5, 193]. Seinän paksuuden  $h$  valintaan vaikuttavat rakenteen tyyppi (kantava tai ei-kantava rakenne) sekä seinään vaikuttava metrikuorma [4, 426].

### 6.1.1 Normaalivoimakapasiteetti

Seinät voidaan usein tehdä raudoittamattomina, kun niihin kohdistuva kuormitus on pieni, kuormitus on keskeistä ja seinät eivät ole liian hoikkia. Raudoittamattomien seinien käyttäminen on suositeltavaa aina kun mahdollista, sillä ne tulevat edullisemmaksi kuin raudoitetut seinät. Paikalla valettujen raudoittamattomien betoniseinien hoikkuusluku  $\lambda$  saa olla korkeintaan 86, eli nurjahduspituuden  $L_0$  ja seinän paksuuden  $h_w$  suhde saa olla korkeintaan 25. [5, 192.]

Raudoittamaton betoni on vähemmän sitkeää kuin raudoitettu ja sen takia raudoittamattoman betonin lujuutta pienennetään. Raudoittamattoman betonin puristuslujuuden kerroin  $\alpha_{cc,pl}$  saadaan kaavasta [6, 13]:

$$\alpha_{cc,pl} = 0,8 \cdot \alpha_{ct} \quad (13)$$

Raudoittamattoman betonin puristuslujuus  $f_{cd,pl}$  saadaan kaavasta:

$$f_{cd,pl} = \alpha_{cc,pl} \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (14)$$

missä  $f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo

$\gamma_c$  on betonin osavarmuusluku (taulukko 1)

Seinän normaalivoimakestävyyttä laskettaessa voidaan käyttää yksinkertaistettua mitoitusta. Yksinkertaistettu mitoitus ottaa huomioon ensimmäisen kertaluvun epäkeskisyyden ja mittaepätarkkuuksien aiheuttamien epäkeskisyyksien lisäksi myös toisen kertaluokan epäkeskisyyden ja virumisen vaikutukset. Normaalivoimakestävyyden mitoitusarvo  $N_{Rd}$  saadaan kaavasta [5, 192]:

$$N_{Rd} = b \cdot h_w \cdot f_{cd,pl} \cdot \theta \quad (15)$$

missä  $b$  on seinän leveys

$h_w$  on seinän paksuus

$\theta$  on epäkeskisyyden huomioon ottava kerroin, jossa on mukana 2. kertaluvun ja virumisen vaikutukset

Epäkeskisyyden huomioon ottavan kertoimen  $\theta$  arvo saadaan kaavasta [5, 192]:

$$\theta = 0,71 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h_w}\right) - 0,013 \cdot L_0/h_w \leq \left(1 - \frac{2 \cdot e_{tot}}{h_w}\right) \quad (16)$$

missä  $e_{tot}$  on epäkeskisyyksien summa,  $e_0 + e_i$

$e_0$  on ensimmäisen kertaluvun epäkeskisyys, joka sisältää mahdolliset välipohjien vaikutukset ja vaakasuuntaisten momenttien vaikutukset ja se saadaan kaavasta [5, 82]:

$$e_0 = \max \left\{ \frac{h_w}{30}, 20 \text{ mm} \right\} \quad (17)$$

$e_i$  on lisäepäkeskisyys, joka kattaa mittaepätarkkuuksien vaikutukset ja se saadaan kaavasta [5, 55]:

$$e_i = \frac{l_0}{400} \quad (18)$$

$L_0$  on seinän nurjahduspituus

Mahdollisten mittapoikkeamien ja kuorman epäedullisen sijainnin vaikutukset tulee aina ottaa huomioon seiniä tarkasteltaessa. Tarkasteltaessa seinää erillisenä rakenneosana, voidaan mittaepätarkkuuksien aiheuttama lisäepäkeskisyys yksinkertaistuksena aina huomioida kaavan 18 mukaisesti. Seinää kuormittavan puristavan voiman vähimmäisepäkeskisyys, eli ensimmäisen kertaluvun epäkeskisyys, on kaavan 17 mukainen. Edellä mainitut epäkeskisyydet on aina otettava huomioon puristettuja rakenneosia tarkasteltaessa. [5, 55; 82; 192.]

Seinän hoikkuus kuvaa sen taipumisherkkyyttä. Mitä pienempi seinän hoikkuusluku  $\lambda$  on, sitä vähemmän seinä taipuu. Hoikkaan seinään syntyy sitä kuormitettaessa enemmän lisätaipumaa ja -momenttia. Momenttia sanotaan toisen kertaluvun momentiksi. Sen vaikutukset voidaan jättää huomiotta silloin, kun seinän hoikkuus  $\lambda$  on raja-arvon  $\lambda_{lim}$  alapuolella. Yksinkertaistetussa yksittäisten rakenneosien suunnittelussa toisen kertaluvun vaikutukset on huomioitu  $\theta$ -kertomessa, joten hoikkuuden raja-arvoa ei tarvitse erikseen laskea ja verrata seinän hoikkuuteen. [5, 64; 9, 123.]

Yksinkertaistetun mitoituksen avulla voidaan luoda raudoittamattomien seinien normaalivoimakapasiteettitaulukko. Taulukosta saadaan kapasiteetit seinälle sen

nurjahduspituudesta, paksuudesta ja betonin lujuudesta riippuen (liite 3). Taulukosta voidaan tarkistaa kuinka suuri kuormitus voi olla, ennen kuin seinä tulee suunnitella raudoitettuna.

### 6.1.2 Kutistumisraudoitus

Raudoittamattomiin seiniin, joiden leveys  $b$  on 3–5 metriä, saattaa syntyä pystyhalkeamia, jotka johtuvat betonin kutistumisesta. Halkeamien rajoittamiseksi raudoittamattomien seinien ylä- ja alareunaan, eli seinän ja välipohjan sekä seinän ja perustuksen liittymäkohtiin, asennetaan vähintään kaksi koko seinän pituudella jatkuvaa terästankoa. Suurten kutistumishalkeamien välttämiseksi tulisi terästankoja asettaa myös seinän kolmasosapisteisiin sekä aukkojen pieliin. Terästankojen halkaisijan  $\varnothing$  on oltava vähintään 10 mm. [4, 427.] Mikäli tankoja joudutaan jatkamaan, käytetään tarkoituksenmukaista jatkospituuden mitoitusarvoa  $l_0$ .

Raudoittamattomalta betonilta puuttuu raudoitetun betonin sitkeys. Tämän takia raudoittamattoman betonin lujuutta laskettaessa tulee eurokoodin kansallisen liitteen mukaan [5, 13] käyttää kertoimen  $\alpha_{ct}$  sijasta kerrointa [6, 13]:

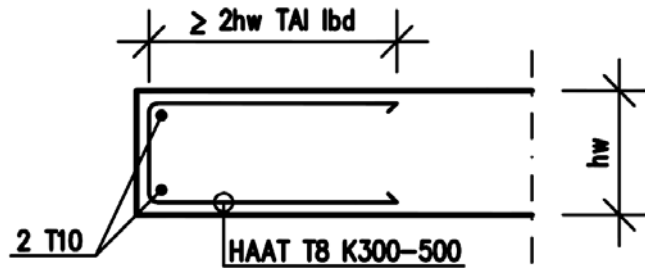
$$\alpha_{ct,pl} = 0,6 \cdot \alpha_{ct} \quad (19)$$

Kertoimen muutos vaikuttaa käytettäviin ankkurointi- ja jatkospituuksiin niitä pidentävästi. Raudoittamatonta betonia varten tehdään omat ankkurointi- ja jatkospituustaulukot.

Pituudeltaan  $b$  yli 5 metriä ylittävät seinät tulee suunnitella raudoitettuina, sillä muuten halkeamaleveyksien rajoittaminen on vaikeaa [4, 427].

### 6.1.3 Vapaat reunat ja aukkojen pystypielet

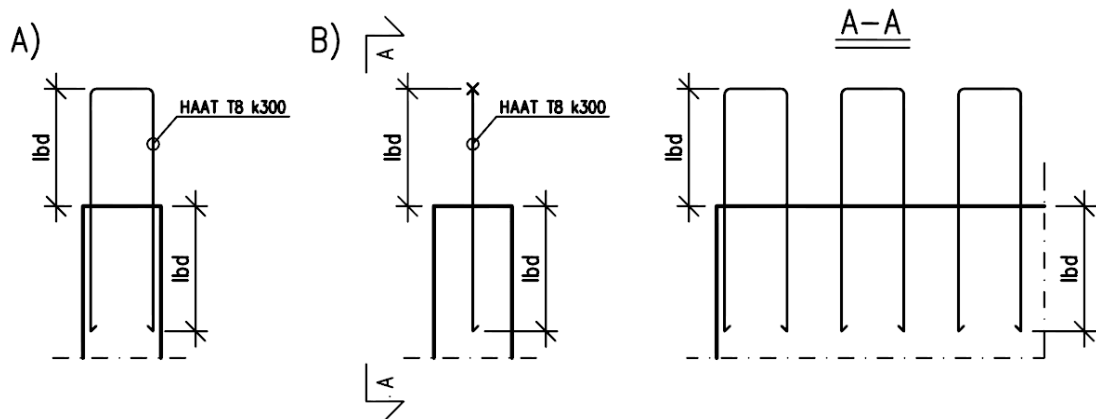
Raudoittamattomien seinien vapaat pystyreunat sekä aukkojen, esimerkiksi ikkunoiden ja ovien, pystypielet raudoitetaan vaakahaoilla sekä pystyteräksillä. Hakoina käytetään T8 k300–500 ja pystyteräksinä 2 T10. Haan suoran osan vähimmäispituus on vähintään kaksi kertaa seinän leveys  $h_w$  tai ankkurointipituus  $l_{bd}$  (kuva 15). [4, 427.]



Kuva 15: Seinän reunojen sekä aukkojen pielen rauditus [9, 163]

#### 6.1.4 Tartuntarauditus

Seinä on puristettu rakenne, joten siihen ei periaatteessa tarvittaisi tartuntarauditusta. Paikalla valetuissa raudoittamattomissa seinissä tartuntarauditus kuitenkin tarvitaan ennen kaikkea muottien purkamisen ajaksi, jotta seinä ei silloin kaatuisi. Tartuntaraudoituksena käytetään hakoja T8 k300. Hakojen tulee ulottua seinän sisälle vähintään ankkurointipituuden  $l_{bd}$  verran, samoin kuin yllä olevaan rakenteeseen, johon seinän on tarkoitus tarttua. [4, 427]. Tartuntaraudituksen eri vaihtoehdot on esitetty kuvassa 16. Raudoiteratkaisu a tai b valitaan liitokselta vaadittavan taivutuskestävyyden perusteella [9, 163].



Kuva 16: Seinän tartuntarauditus [9, 164]

#### 6.2 Raudoitettut seinät

Teräsbetoniseinässä rauditus otetaan huomioon seinän kestävyystarkastelussa. Seinää pidetään teräsbetonirakenteena, jos siinä on pystysuuntaista rauditusta arvojen  $A_{sv,min}$  ja  $A_{sv,max}$  väliltä. Seinän pystysuoran raudituksen pinta-

alan minimiarvo on  $A_{s,vmin} = 0,002 \cdot A_c$  ja maksimiarvo  $A_{sv,max} = 0,06 \cdot A_c$ . [5, 161; 6, 12.]

### 6.2.1 Pystyraudoitus

Seinään tarvittava pystyraudoitus määräytyy seinään vaikuttavan metrikuorman perusteella. Pystyraudoituksesta puolet sijoitetaan seinän kumpaankin pintaan. Kahden vierekkäisen terästangon välinen etäisyys saa olla korkeintaan joko kolme kertaa seinän paksuus  $h_w$  tai 400 mm. Edellä mainituista arvoista pienempi on määräävä. [4, 429.]

### 6.2.2 Vaakaraudoitus

Seinän kummassakin pinnassa tulee käyttää seinän pintojen suuntaista vaakaraudoitusta. Vaakasuuntaisen raudoituksen minimimäärä  $A_{s,hmin}$  on seinän kummassakin pinnassa joko 25 % pystyraudoituksen määrästä, tai  $0,001 \cdot A_c$ . Edellä mainituista arvoista suurempi valitaan. Vaakaraudoituksen tankojen jakoväli saa olla korkeintaan 400 mm. [9, 161.]

### 6.2.3 Poikittaisraudoitus

Seinään tarvittavaan poikittaisraudoitukseen vaikuttaa pystyraudoituksen määrä ja sijainti seinässä. Poikittaisraudoitusta ei tarvita, jos vaakaraudoitus sijaitsee lähimpänä seinän pintaa, eli pystyraudoitus sijaitsee vaakaraudoituksen sisäpuolella. [5, 161; 9, 161.]

Kun pystyraudoitus sijaitsee lähimpänä seinän pintaa vaakaraudoituksen ulkopuolella, tarvitaan poikittaisraudoitusta. Poikittaisraudoitusta, eli päätankoja sitovia hakoja, tulee tällöin sijoittaa vähintään neljä kappaletta seinän neliometriä kohden. Hitsattuja verkkoja käytettäessä poikittaisraudoitusta ei tarvita. Verkon tankojen halkaisija  $\emptyset$  saa kuitenkin olla korkeintaan 16 mm ja suojabetonin paksuuden on oltava vähintään kaksi kertaa pystyraudoituksen tankojen halkaisijan verran. [9, 161.]

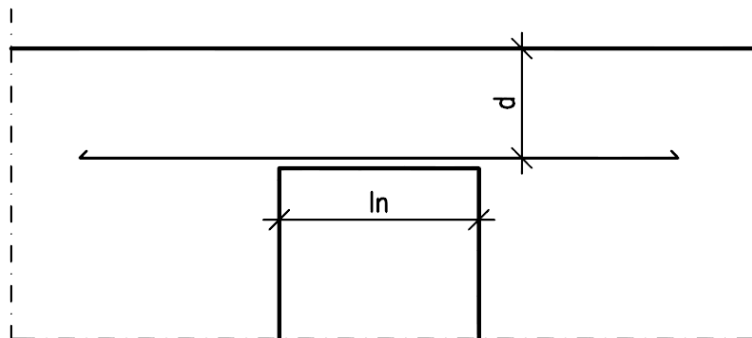
Kaikissa seinän osissa, joissa kummassakin pinnassa olevan pystyraudoituksen kokonaisala on suurempi kuin  $0,02 \cdot A_c$ , tulee käyttää poikittaisraudoitusta, eli hakoja. Poikittaisraudoitus suunnitellaan pilareita koskevien vaatimusten mukaisesti, eli kohdan 5.2 Hakaraudoitus mukaan. [5, 161.]

Seinien hakaraudoitusta suunniteltaessa pilarin pienimmän mitan arvo on yleensä seinän paksuus  $h_w$  ja pilarin suuremman mitan arvona käytetään seinissä korkeintaan neljä kertaa seinän paksuutta  $h_w$  [5, 161].

### 6.3 Ikkuna- ja ovipalkkien raudoitus

Teräsbetoniseinissä olevien aukkojen yläpuolinen osa käsitellään yksiaukkoina vapaasti tuettuna palkkina. Tosiasiassa palkin tuet ovat jäykkiä, mutta vapaasti tuetun palkin rakennemalli yksinkertaistaa mitoitusta ja laskelmista saadut teräsmäärät ovat varmalla puolella.

Aukonylityspalkkeja ei tarvitse raudoittaa, jos aukon leveys  $l_n$  on pienempi, kuin poikkileikkauksen tehollinen korkeus  $d$  kerrottuna kahdella (kuva 17). Tällöin kuormat jakautuvat holvaantumalla.



Kuva 17: Aukonylityspalkki seinässä.

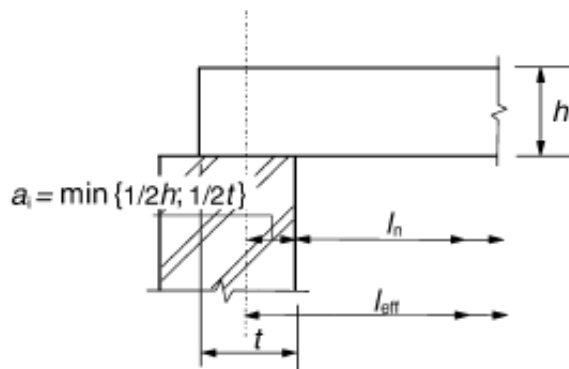
#### 6.3.1 Taivutusraudoitus

Aukon yläpuolisen palkin tehollinen jännemitta  $l_{eff}$  saadaan kaavasta [5, 58]:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \quad (20)$$

missä  $l_n$  on aukon vapaa väli

$a_1, a_2$  ovat kuvan 18 mukaisia mittoja



(a) Vapaasti tuetut rakenneosat

Kuva 18: Tehollinen jännemitta vapaasti tuetulle rakenneosalle [5, 59]

Laskentaesimerkkinä otetaan seinä, jossa käytetty betoni on lujuusluokaltaan C25/30. Seinässä on ovi, jonka leveys on 1400 mm ja korkeus 2100 mm. Seinän korkeus on 2760 mm, paksuus 180 mm ja seinän päällä on 240 mm paksu paikallavaluholvi. Aukonylityspalkin korkeudeksi jää tällöin 660 mm. Mittojen  $a_1$  ja  $a_2$  arvot valitaan kuvan 18 mukaan. Pienempi arvoista palkin korkeus  $h$  jaettuna kahdella tai tukena toimiva leveys  $t$  jaettuna kahdella valitaan. Mitan  $t$  arvoksi oletetaan tässä tapauksessa seinän paksuus 180 mm. Tällöin  $a$ -mittojen arvoksi saadaan 90 mm. Aukonylityspalkin teholliseksi jännemitaksi  $l_{eff}$  saadaan 1580 mm.

Mitoittavaa momenttia varten on tiedettävä aukonylityspalkille vaikuttava kuormitus. Seinän viivakuormana  $p_d$  esimerkissä käytetään 120 kN/m. Mitoitustaivutusmomentti  $M_{Ed}$  saadaan kaavasta:

$$M_{Ed} = \frac{p_d \cdot L^2}{8} \quad (21)$$

missä  $L$  on aukonylityspalkin tehollinen jännemitta

Mitoitusmomentiksi kaavasta 21 saadaan 37,5 kNm. Palkin tehollinen korkeus  $d$  on 634 mm. Ratkaistaan suhteellinen momentti  $\mu$  kaavasta:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \leq \mu_d \quad (22)$$

missä  $b$  on palkin leveys



$d$	on palkin tehollinen korkeus
$f_{cd}$	on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$\mu_d$	on normaaliraudoitettun rakenteen suhteellisen momentin yläraja-arvo 0,324

Suhteelliseksi momentiksi kaavalla 22 laskettuna saadaan 0,037. Suhteellisen momentin ratkaisun jälkeen voidaan ratkaista aukonylityspalkin sisäinen momenttivarsi  $z$ , joka saadaan kaavasta:

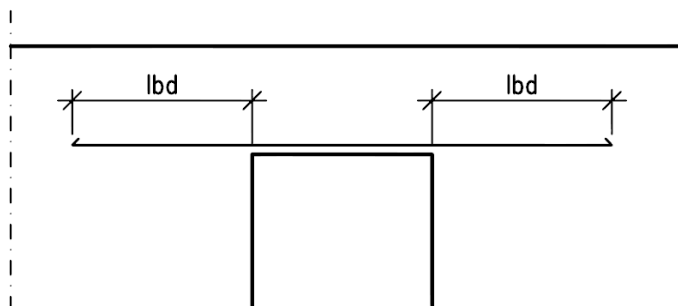
$$z = \frac{d}{2} (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) \quad (23)$$

Sisäinen momenttivarsi  $z$  on 622,05 mm. Aukonylityspalkkiin tarvittava teräsmäärä  $A_s$  saadaan kaavasta:

$$A_s = \frac{M_d}{z f_{yd}} \quad (24)$$

missä  $f_{yd}$  on teräksen mitoitusvetolujuus

Teräsmääräksi saadaan 139 mm<sup>2</sup>. Kohdassa 8.1 Taivutusraudoitus esitetty minimiteräsmäärän laskentakaava pätee laattojen lisäksi palkkeihin. Kaavasta saadaan minimiraudoitukseksi 162,62 mm<sup>2</sup>, joten se tulee mitoittavaksi. Valitaan aukonylityspalkin teräksiksi 2 T12 (226 mm<sup>2</sup>). Raudoitus ulotetaan aukon yli kummallekin puolelle vähintään ankkurointipituuden mitoitusarvon  $l_{bd}$  verran, kuvan 19 mukaisesti.



Kuva 19: Raudoituksen ulottumat aukonylityspalkin yli

### 6.3.2 Aukonylityspalkin leikkausraudoitus

Ikkuna- ja ovipalkit tulee raudoittaa myös leikkausta vastaan, sillä leikkausvoimaa esiintyy lähes aina yhdessä taivutusmomentin kanssa. Minimileikkausraudoitus  $A_{sw,min}$  pituusyksikköä kohden saadaan kaavasta [3, 139]:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,08 \cdot b_w \cdot \sin \alpha \left( \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \right) \quad (25)$$

missä

$s$	on leikkausraudoituksen jako palkin pituusakselia pitkin mitattuna
$b_w$	on palkin leveys
$\alpha$	on leikkausraudoituksen ja palkin pituusakselin välinen kulma
$f_{ck}$	on betonin lieriölujuuden ominaisarvo
$f_{yk}$	on teräksen ominaismyötölujuus

Tavallisesti käytetään pystyhakoja, jolloin  $\alpha = 90^\circ$ . Esimerkkilaskelman ovenylityspalkille saatu minimileikkausraudoitus kaavasta 25 on  $144 \text{ mm}^2/\text{m}$ . Leikkausraudoituksessa on myös huomioitava sallittu maksimijakoväli  $s_{max}$ , joka saadaan kaavasta [5, 154]:

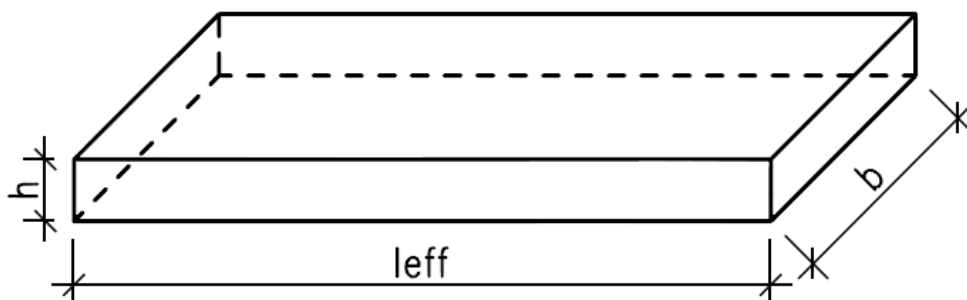
$$s_{max} = 0,75 \cdot d(1 + \cot \alpha) \quad (26)$$

missä  $d$  on palkin tehollinen korkeus

Leikkausraudoituksen maksimijakoväli esimerkkipalkille on  $475,5 \text{ mm}$ . Käytännössä näin harvaa jakoa ei kuitenkaan käytetä. Jokaisen aukon leikkausraudoituksen laskeminen erikseen veisi paljon aikaa, joten yleensä ikkuna- ja ovipalkkien leikkausraudoitukseksi valitaan T8 k200 (kaksileikkeisenä  $504 \text{ mm}^2/\text{m}$ ). Suurten aukkojen kohdalla ja merkittävien viivakuormien vaikuttaessa on aukonylityspalkin raudoitus aina tarkastettava erikseen. Aukonylityspalkin kuormituksen suuruuteen vaikuttaa merkittävästi myös se, sijaitseeko aukon yläpuolisissa kerroksissa aukkoja vai ehjää seinää.

## 7 Umpilaatat

Umpilaatta on rakenneosa, jonka sivujen  $b$  ja  $l_{eff}$  mitat ovat vähintään viisi kertaa laatan kokonaispaksuuden  $h$  verran (kuva 20). Laatat jaetaan yhteen suuntaan tai ristiin kantaviin laattoihin. Jako tehdään sen perusteella, millainen tuenta laatan sivuilla on sekä mikä laatan sivujen pituuksien suhde on. Seuraavat kohdat 7.1.1 sekä 7.1.2 koskevat sekä yhteen suuntaan, että ristiin kantavia laattoja. [5, 156; 6, 389.]



Kuva 20: Laatan mitat [5, 156]

### 7.1 Taivutusraudoitus

Laatan taivutusraudoitus koostuu kentän alapinnan ja tukien yläpinnan veto-raudoituksesta. Raudoitus voidaan toteuttaa irtotankoja, verkkoja tai kaistaraudoitteita käyttämällä. Raudoituksen tulee pystyä vastaanottamaan jokaisessa laatan kohdassa siihen murtorajatilassa kohdistuvat voimat. Laatan tulee myös pystyä ottamaan vastaan ne rasitukset, jotka syntyvät viereisten laattakenttien ollessa täysin kuormitettuja ja tarkasteltavan kentän ollessa kuormittamaton (ns. shakkilautakuormitus). [4, 396.]

Laattaan mitoitettavan vetoraudoituksen on oltava vähimmäisraudoitusmäärän  $A_{s,min}$  mukainen murtumien estämiseksi. Ristiin kantavissa laatoissa vähimmäisraudoitusmäärä koskee laatan kumpaakin suuntaa. Pääraudoituksen vähimmäisala  $A_{s,min}$  lasketaan kaavasta [5, 150]:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d \\ 0,0013 \cdot b \cdot d \end{array} \right\} \quad (27)$$

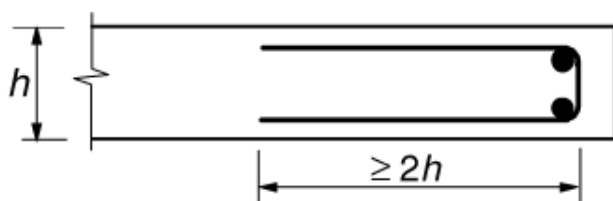
missä	$b$	on tarkasteluleveys
	$d$	on poikkileikkauksen tehollinen korkeus
	$f_{ctm}$	on betonin keskimääräinen vetolujuus
	$f_{yk}$	on teräksen ominaismyötölujuus

Vähimmäisraudoituksena tulee käyttää näistä kahdesta lausekkeesta suurempaa arvoa. Pääraudoituksessa veto- tai puristusraudoituksen enimmäisalaa ei ole Suomen kansallisessa liitteessä NA-SFS-EN-1992-1-1 rajoitettu.

Raudoituksen tankojen jakovälin tulee olla enintään arvon  $s_{max,slabs}$  mukainen. Pääraudoituksen jakoväli saa olla korkeintaan  $3 \cdot h \leq 400$  mm ja jakoraudoituksella korkeintaan  $4 \cdot h \leq 600$  mm. Momentin maksimin tai pistekuormien alueella raudoituksen jakovälit saavat olla pääraudoituksessa enintään  $2 \cdot h \leq 250$  mm ja jakoraudoituksessa enintään  $3 \cdot h \leq 400$  mm. Symboli  $h$  tarkoittaa laatan kokonaispaksuutta. [6, 12.]

### 7.1.1 Aukkojen yleinen raudoitusperiaate

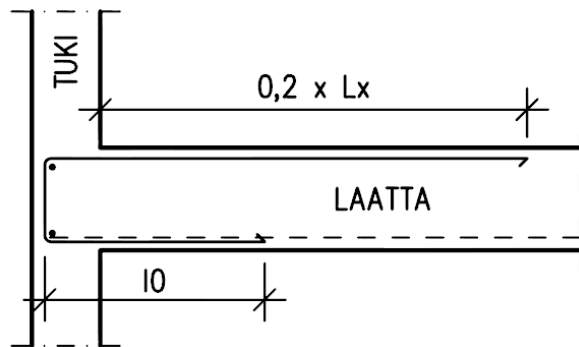
Laattojen vapailla reunoilla, eli aukkojen reunoilla, tulee olla pitkin reunaa kulkeva pitkittäis- ja poikittaisraudoitus. Raudoitus tulee järjestää kuvan 21 mukaisesti, eli nurkkateräksillä sekä niitä ympäröivillä reunahaoilla. Jos laatan reunalla sijaitsee muuta raudoitusta, voi myös se toimia reunaraudoituksena. Pitkin reunaa kulkevalle pitkittäis- ja poikittaisraudoituksen halkaisijan  $\varnothing$  tulisi olla vähintään 8 mm. Poikittaisraudoituksen jakoväli saa olla enintään pienempi arvoista  $4 \cdot h$  tai 600 mm. [5, 157; 9, 85.]



Kuva 21: Laatan reunan raudoitus [5, 157]

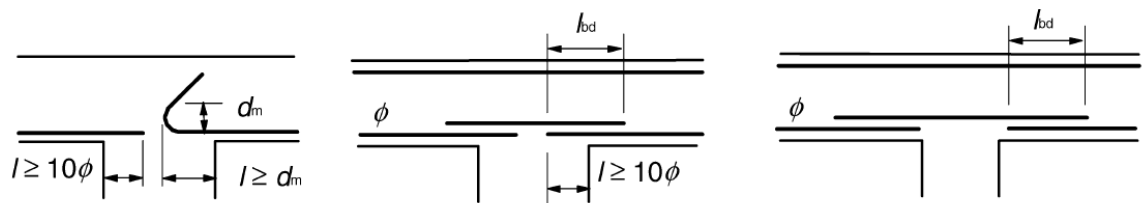
### 7.1.2 Raudoituksen ankkurointi

Laatan vapaalle reunatuella sekä jatkuvalle tuelle on tuotava vähintään kertoimella  $\beta_2$  kerrottu osuus kentän raudoituksessa käytetystä alasta. Kertoimen  $\beta_2$  arvo on 0,25 [5, 152]. Laatan vapaalle reunatuella tulee kuitenkin viedä kaikki alapinnan rauditus holvivaikutuksen vuoksi. Reunatuki tulee mitoittaa kiinnitysmomentille, jonka suuruus on 15 % kentän suurimmasta momentista. Kiinnitysmomentin vaatima rauditus ulotetaan vähintään 0,2 kertaa reunakentän lyhyemmän jännemitan  $L_x$  verran tuen reunasta lukien sekä limitetään kenttäraudoitukseen vähintään jatkospituuden  $l_0$  verran kuvan 22 mukaisesti. [5, 157; 9, 83]. Kiinnitysmomentin vaatiman raudoituksen jakoväli saa olla korkeintaan kohdassa 7.1 Taivutusraudoitus esitettyjen enimmäistankovälien mukainen.



Kuva 22: Laatan rauditus reunatuella [3, 191]

Jatkuvalle tuelle ankkuroitavan kenttäraudoituksen ankkurointipituuden on oltava suorilla terästangoilla vähintään  $10 \cdot \phi$ , eli kymmenen kertaa käytettävän teräksen halkaisijan verran (kuva 23). Koukkujen ja taivutusten osalta ankkurointipituus on halkaisijaltaan  $\phi$  yli 16 mm tangoilla taivutustelan halkaisija ja muissa tapauksissa vähintään kaksi kertaa taivutustelan halkaisija. [5, 153.]



Kuva 23: Laatan alapinnan raudoituksen ankkurointi välituilla [5, 153]

## 7.2 Yhteen suuntaan kantavat laatat

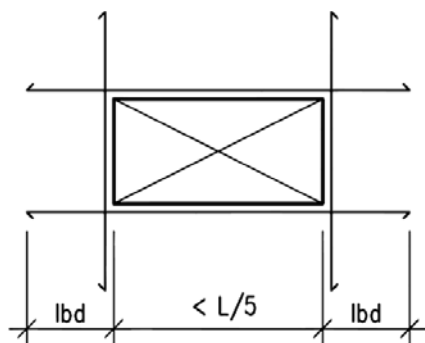
Yhteen suuntaan kantava laatta tarkoittaa, että siinä esiintyy merkittävää taivutusta vain yhdessä suunnassa. Tätä kutsutaan laatan pääsuunnaksi ja sitä merkitään symbolilla  $L$ . Yhteen suuntaan kantavan laatan toimintaperiaate on sama kuin taivutetussa palkissa. Laattaa mitoittaessa voidaan tarkastella laatasta sauvarakenteena yksikön levyistä kaistaa, koska siirtymät ja voimasuureet muuttuvat pelkästään laatan jännteen suunnassa. [4, 389; 9, 48.]

### 7.2.1 Jakorautoitus

Yhteen suuntaan kantavissa laatoissa tarvitaan pääraudoituksen lisäksi jakorautoitus. Jakorautoituksen määrä on tasaisesti kuormitetuilla laatoilla vähintään 20 % pääraudoituksesta. Viiva- ja pistekuormien kohdalla tulee suorittaa yksityiskohtaisempi mitoitus raudoitusta varten. Jakorautoitus estää betonin kutistumisesta johtuvia vaikutuksia. [4, 390; 5, 156.]

### 7.2.2 Pienten aukkojen raudoitus

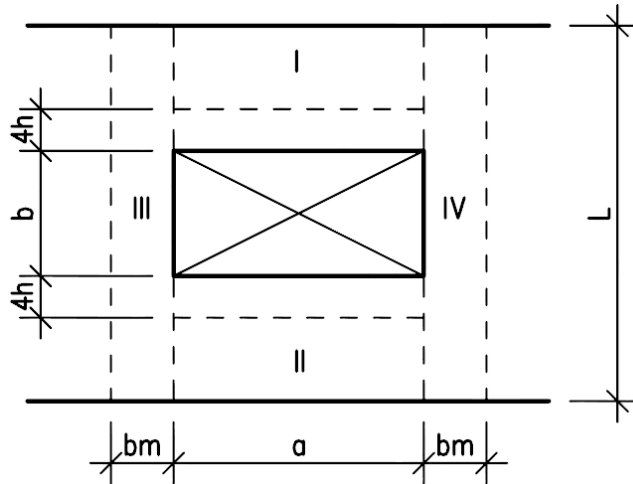
Yhteen suuntaan kantavassa laatussa sijaitsevan aukon sivumitta tai pyöreän aukon halkaisija saa olla korkeintaan  $1/5$  laatan jännemitasta  $L$ . Tällöin aukko voidaan määritellä pieneksi aukoksi. Pientä aukkoa raudoitettaessa riittää, että ehyestä laatasta katkeava raudoitus aukon kohdalla siirretään aukon vastakkaisiin pieliin. Raudoitus siirretään tasan, eli puolet kummallekin pielelle sekä laatan jännteen  $L$  suunnassa että poikittaisessa suunnassa (kuva 24). Siirrettävä raudoitus tulee ulottaa vähintään ankkurointipituuden  $l_{bd}$  verran aukon reunan yli. [4, 393; 9, 86.]



Kuva 24: Laatan pienten aukkojen raudoitus [9, 86]

### 7.2.3 Suurten aukkojen raudoitus

Yhteen suuntaan kantavan laatan suuret aukot, eli suuremmat kuin kohdassa 7.2.2 mainitut, voidaan käsitellä kaistamenetelmällä. Kaistamenetelmässä aukon reunoista erotetaan tukikaistat I, II, III ja IV (kuva 25).



Kuva 25: Aukon reunaa ympäröivät tukikaistat [4, 393]

Tukikaista tarkoittaa tietyn levyistä kaistaa, jossa on määrältään enemmän raudoitusta kuin muualla laatasta ja se toimii laatan sisäisenä palkkina. Poikittaiskaistat tukeutuvat laatan jänteen suuntaisiin kaistoihin ja jänteen suuntaiset kaistat tulee mitoittaa siihen tukeutuvien kaistojen kuormille. Poikittaiskaistojen omat reunat toimivat tukipalkkeina niiden omilta kaistoilta kertyville kuormille. [4, 393–394.]

Jänteen suuntaisten tukikaistojen leveys  $b_m$  saadaan kaavasta [4, 394]:

$$b_m = \left(0,8 - \frac{b}{L}\right) L, \quad 4 \cdot h \leq b_m \leq \frac{L}{4} \quad (28)$$

missä  $b$  on aukon mitta jänteen suunnassa, mm

$L$  on laatan jänteen mitta, mm

$h$  on laatan paksuus, mm

Jänteen suuntaisten tukikaistojen mitoitusmomentti  $m_{x,Ed}$  leveysyksikköä kohti saadaan kaavasta [4, 394]:

$$m_{x,Ed} = \left[ 0,125 + 0,19 \cdot \frac{a}{L} \cdot \left( \frac{2 \cdot b}{L} \right)^2 \right] \cdot p_d \cdot L^2 \quad (29)$$

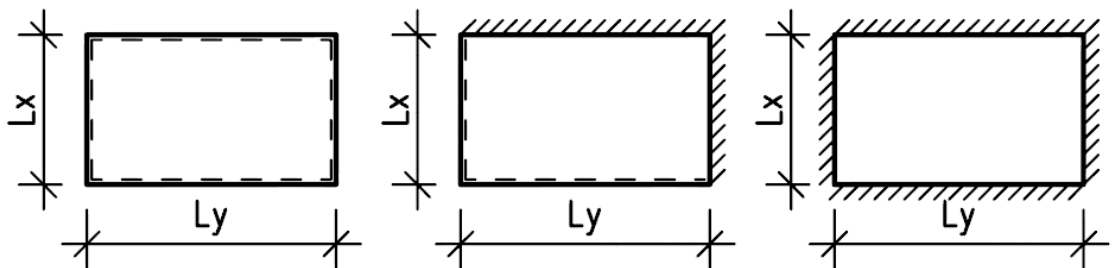
missä  $a$  on aukon mitta kohtisuoraan jännettä vastaan

$p_d$  on rakenteen oman painon ja hyötykuorman summa pinta-alayksikköä kohden

Poikittaiskaistojen reunat mitoitetaan  $4 \cdot h$  leveydeltä tukipalkkeina (kuva 25). Laatan vapailla reunoilla, eli aukon reunoilla, on oltava aina kuvan 21 mukaiset nurkateräket sekä reunahaat. [4, 394.]

### 7.3 Ristiin kantavat laatat

Ristiin kantava laatta tarkoittaa, että laatussa esiintyy merkittävää taivutusta kahdessa toisiaan vastaan kohtisuorassa olevassa suunnassa. Ristiin kantava laatta voi olla tuettu kahdelta, kolmelta tai neljältä sivulta. Laatan ollessa tuettu neljältä sivulta, tulee pidemmän sivumittaan  $L_y$  suhde lyhyempään sivumittaan  $L_x$  olla enintään kaksi. Jos sivusuhte ylittää arvon kaksi, jää laatan keskelle yhteen suuntaan kantava osa ja neliömäiset osat laatan päissä toimivat ristiin kantavina. [4, 394; 9, 13.]



Kuva 26: Vapaasti tuettu, osittain jatkuva sekä kokonaan jatkuva ristiin kantava laatta [9, 10]

Taivutusmomenttien jakautuminen neljältä sivulta tuetuissa ristiin kantavissa laatoissa riippuu tukien kiinnityksistä (vapaa tai jatkuva) sekä sivusuhteesta (kuva 26). Ristiin kantavaa laattaa voidaan mallintaa ristikkäin toimivilla palkeilla. Ristikkäin olevat palkit saavat aina saman taipuman ja niillä on sama taivutusjäykkyys. Tämä johtaa siihen, että lyhyemmän palkin taivuttamiseen tarvitaan enemmän kuormaa ja taivutusmomenttia kuin pidemmän palkin taivuttamiseen. Siksi



ristiin kantavassa laatussa kuormasta suurempi osa siirtyy laatan lyhyemmän jännevälin  $L_x$  suunnassa, koska lyhyempi suunta itsessään sekä sen raudoitus toimii tehokkaammin, kuin laatan pidemmän jännevälin suunta  $L_y$ . [9, 13–15.] Laatan lyhyempi jänneväli  $L_x$  on laatan pääraudoitussuunta (kuva 26).

Ristiin kantavan laatan raudoitus voidaan laskea käsin useilla eri menetelmillä, mutta usein käsin laskenta on työläs ja aikaa vievä. Tarkimpaan mitoitustulokseen päästään epälineaarisia elementtimenetelmäohjelmia, esimerkiksi Robot Structural Analysis, käyttämällä.

### 7.3.1 Kaistaraudoitteiden käyttö

Ristiin kantavassa laatussa alapintaa raudoitettaessa pääraudoitussuunnan kaistaraudoitteet asetetaan alimmaiseksi. Ristiin kantavan laatan pääraudoitussuunta on sen lyhyempi jännemitta  $L_x$ . Yläpinnassa kaistaraudoitteet asetetaan siten, että niiden pääterästaso sijaitsee ylimmäisenä.

### 7.3.2 Aukkojen raudoitus

Jos laatussa sijaitsevan aukon sivumitta on korkeintaan  $L_x/5$ , eli viidesosa laatan lyhyemmästä jännemitasta, raudoitetaan aukko kohdan 7.2.2 Pienten aukkojen raudoitus mukaisesti. Suurempien aukkojen raudoitus voidaan tehdä kaistamenetelmällä, kuten yhteen suuntaan kantavissa laatoissa, kohdan 7.2.3 mukaisesti. Aukkojen piilien raudoitusperiaate on esitetty kuvassa 21.

### 7.3.3 Nurkkaraudoitus

Vapaa nurkka ristiin kantavissa laatoissa tarkoittaa laattakentän nurkkaa, jossa nurkkaan yhtyvät sivut ovat kumpikin vapaasti tuettuja. Laattaa kuormitettaessa sen vapaa nurkka pyrkii nousemaan. Jos nurkan nousu halutaan estää, tulee sen päällä olla painoa tai nurkka tulee olla ankkuroitu. Päällä olevan painon, esimerkiksi yläpuolisen seinän, tulee olla vähintään nostovoimaa  $H_{Ed}$  vastaava tai nurkka on ankkuroitava kyseiselle voimalle. Nostovoima  $H_{Ed}$  saadaan kaavasta [4, 402]:

$$H_{Ed} = \frac{p_d \cdot L_x^2}{10} \sqrt{\frac{L_y}{L_x}}, \quad p_d = g_d + q_d \quad (30)$$

missä

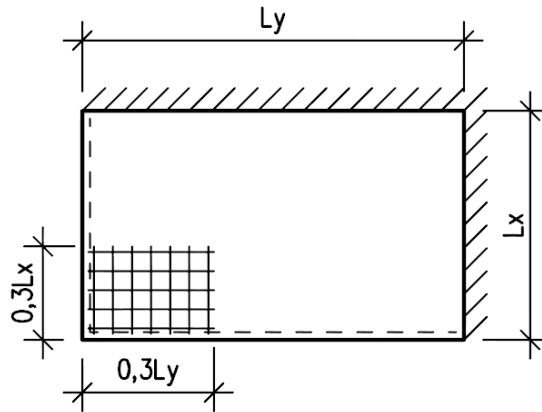
$p_d$	on rakenteen oman painon ja hyötykuorman summa pinta-alayksikköä kohden
$L_x$	on ristiin kantavan laatan lyhyemmän sivun pituus
$L_y$	on ristiin kantavan laatan pidemmän sivun pituus
$g_d$	on kantavan rakenteen oma paino pinta-alayksikköä kohden osavarmuusluvulla kerrottuna
$q_d$	on hyötykuorma osavarmuusluvulla kerrottuna pinta-alayksikköä kohden

Laskentaesimerkkinä on suuri ristiin kantavan laatastion kenttä. Laatassa käytetyn betonin lujuusluokka on C25/30 ja laatan paksuus 240 mm. Kentän lyhyemmän sivun pituus on 7 m ja pidemmän sivun pituus 8 metriä. Oma paino  $g_d = 6,9$  kN/m<sup>2</sup>, hyötykuorma  $q_d = 3,0$  kN/m<sup>2</sup> ja niiden summa  $p_d = 9,9$  kN/m<sup>2</sup>. Nostovoiman arvoksi kaavasta 30 saadaan 45,38 kN. Tarvittava rauditus on tällöin 104,56 mm<sup>2</sup>, joka saavutetaan esimerkiksi 2 T8 (101 mm<sup>2</sup>) tartuntateräksillä.

Ankkuroinnista aiheutuu vapaaseen nurkkaan vetoa laatan yläpintaan nurkan lävistäjän suunnassa. Laatan alapintaan vetoa syntyy kohtisuoraan nurkan lävistäjää vasten. Mikäli laatan yläpinnan halkeamat halutaan estää, tulee vapaa nurkka mitoittaa molempien sivujen suuntaan momentille  $m_{Rd}'$  [4, 402]:

$$m_{Rd}' = \frac{p_d \cdot L_x \cdot L_y}{40} \quad (31)$$

Yläpinnan vetorauditus ulotetaan nurkasta mitattuna pituudelle  $0,3 \cdot L_x$  kumpaankin suuntaan kuvan 27 mukaisesti.



Kuva 27: Laatan nurkkarautoituksen sijoittaminen [4, 406]

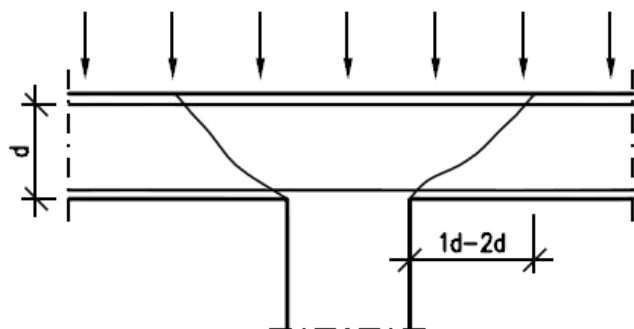
Yleensä nurkan nousemisen estämisestä aiheutuva momentti on melko pieni. Edellisen kohdan esimerkkinä olleen laatan yläpinnan momentin  $m_{Rd}'$  arvoksi saadaan 13,86 kNm/m. Rautoituksen poikkileikkausaroksi saadaan tällöin 149,43 mm<sup>2</sup>/m. Nurkan yläpintaan riittäisi siis yksi teräsverkko, jonka teräspinta-ala kumpaankin suuntaan olisi vähintään 149,43 mm<sup>2</sup>/m ja ulottuma  $L_x$ -suuntaan 2,1 metriä ja  $L_y$ -suuntaan 2,4 metriä.

## 8 Pilarilaatat

Pilarilaatalla tarkoitetaan laattaa, joka on ilman palkkien välitystä tuettu kokonaan tai osittain pilareiden varaan. Pilarilaatassa pilareiden väliset kaistat toimivat yhteen suuntaan kantavina laattoina ja pilarikaistojen väliin jäävät kentät ristiin kantavina laattoina. Pilarilaatassa mitoittavia tekijöitä ovat laatan taipuma ja murto-rajatilassa kriittisimpänä tekijänä laatan lävistyskestävyys. [4, 406; 9, 9.]

### 8.1 Laatan lävistys

Pilarilaatat tulee mitoittaa lävistystä vastaan. Lävistysmurtuminen tapahtuu, kun laattaan tai anturaan vaikuttaa pistemäinen kuorma pienellä alalla, jolloin kuorman ympäriltä betonikartio leikkautuu irti ja laatta menettää kantavuutensa. [9, 64.] Lävistysmurtuminen tapahtuu laatussa leikkauspinnassa, joka kulkee laatan alapinnasta pilarin kyljestä lähtien yläpintaan etäisyydelle  $1d-2d$  pilarin reunasta (kuva 28). Leikkautumispinnan ulottuma riippuu rautoituksesta, vähemmän rautoitetuissa rakenteissa leikkauspinnan ulottuma on pienempi. [4, 415.]



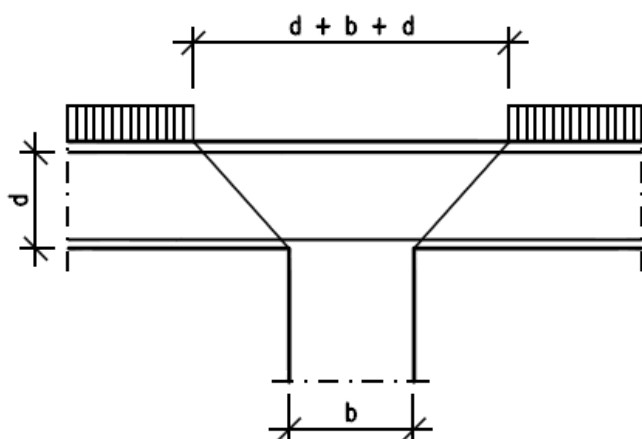
Kuva 28: Pilarilaatan lävistysmurtopinta [9, 67]

Lävistysmitoituksen osalta ei toistaiseksi noudateta standardin EN 1992-1-1 mukaista mitoituskaistaa, sillä

Standardin lävistysmitoituksessa on huomattu tiettyjä ristiriitaisuuksia koetuloksiin nähden siten, että standardin mitoituksella saatavat kapasiteetit ovat tietyissä tapauksissa epävarmalla puolella.

Tämän vuoksi lävistysmitoitus suoritetaan Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4, kohdan 2.2.2.7 mukaan. Kuormat ja materiaalien varmuudet tulee kuitenkin laskea eurokoodin mukaisesti.

Ensin tarkastetaan betonin lävistyskapasiteetti laatasta, eli kestääkö se siihen kohdistuvat kuormat pilarin kohdalla ilman erillistä leikkausraudoitusta. Lävistysrasitusta laskettaessa ei tarvitse ottaa huomioon kuormia, jotka sijaitsevat pilarin reunasta mitattuna etäisyyden  $d$  rajoittamalla alueella (kuva 29).



Kuva 29: Laatan lävistys, kuormat joita ei huomioida mitoituksessa [10, 45]

Betonin lävistyskapasiteetti  $V_{c,Rd}$  laattassa ilman leikkausraudoitusta saadaan kaavasta [10, 44]:

$$V_{c,Rd} = k \cdot \beta \cdot (1 + 50 \cdot \rho) \cdot u \cdot d \cdot f_{ctd} \quad (32)$$

missä  $k$  on  $\begin{cases} 1,6 - d[m] \geq 1, \text{ kun } \rho_c \geq 2400 \text{ kg/m}^3 \\ 1,0 \text{ kun } 1800 \text{ kg/m}^3 \leq \rho_c < 2400 \text{ kg/m}^3 \\ 0,85, \text{ kun } \rho_c < 1800 \text{ kg/m}^3 \end{cases}$

$\rho_c$  on betonin tiheys,  $\text{kg/m}^3$

$\beta$  on  $\frac{0,40}{1 + \frac{1,5 \cdot e}{\sqrt{A_u}}}$

$e$  on lävistysvoiman epäkeskisyys laskettuna leikkautuvan alueen painopisteestä

$A_u$  on pilarin reunasta etäisyydellä  $0,5 \cdot d$  olevan leikkauksen rajoittama pinta-ala (kuva 30)

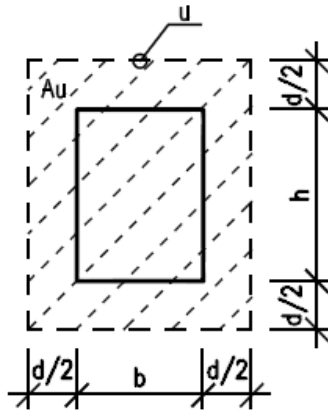
$\rho$  on  $\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 0,008$

$\rho_x$  ja  $\rho_y$  ovat  $0,5 \cdot d$  pilarin reunasta sijaitsevista poikkileikkauksissa olevat suhteelliset teräspinta-alat toisiaan vastaan kohtisuorassa suunnassa

$d$  on poikkileikkauksen tehollinen korkeus

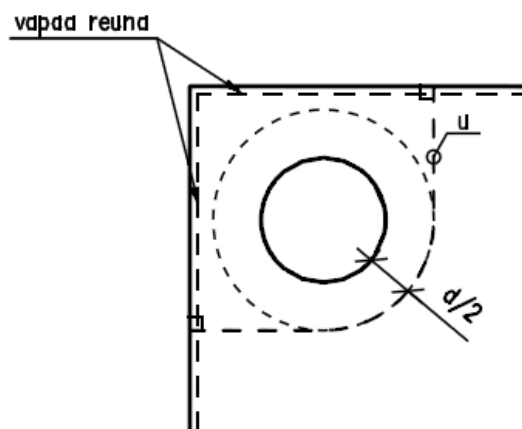
$u$  on pilarin reunasta etäisyydellä  $0,5 \cdot d$  olevan leikkauksen rajoittama piiri (kuva 30)

$f_{ctd}$  on betonin mitoitusvetolujuus



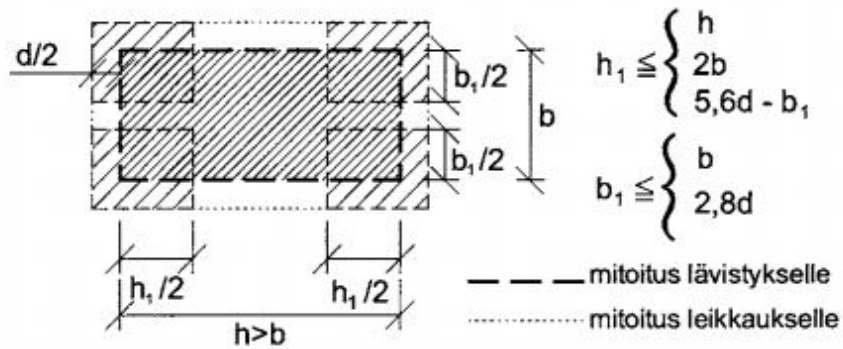
Kuva 30: Pilarin reunasta  $0,5d$  etäisyydellä oleva piiri ja pinta-ala [10, 45]

Pilarin sijaitessa lähellä laatan vapaata reunaa, tulee leikkauksen rajoittamaksi piiriksi  $u$ , valita toinen kahdesta vaihtoehdosta. Joko pilarin reunasta etäisyydellä  $0,5 \cdot d$  oleva piiri, tai piiri, joka saadaan korvaamalla ensimmäisen kohdan mukaisen piirin vapaan reunan puoleiset osat piiriltä vapaille reunoille piirretyillä normaaleilla (kuva 31). [10, 44.]



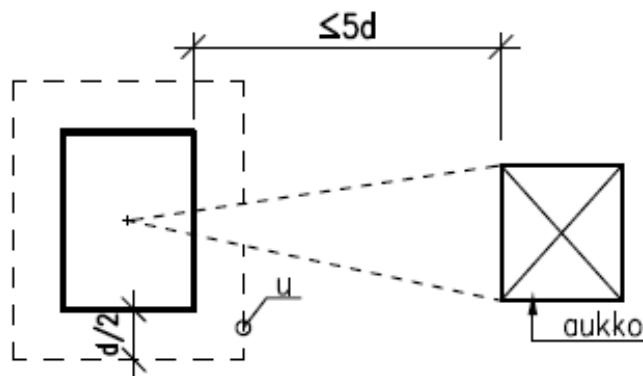
Kuva 31: Pilarin piiri vapaan reunan puoleisilta osilta normaaleilla korvattuna [10, 45]

Poikkileikkaukseltaan suurten pilarien kohdalla ainoastaan niiden nurkat mitoitetään lävistykselle, mutta koko poikkileikkaus mitoitetetaan kuitenkin leikkaukselle (kuva 32). Pyöreiden pilarien, joiden halkaisija  $\geq 3,5 \cdot d$  tulee mitoittaa leikkaukselle. [10, 44.]



Kuva 32: Suurten pilareiden mitoitusalueiden rajaaminen [10, 45]

Pilarilaatassa olevien reikien sijaitessa pilarin reunasta mitattuna etäisyydellä  $5 \cdot d$ , ei piiriin  $u$  saa laskea mukaan niitä alueita, jotka jäävät pilarin keskeltä reiän reunoihin piirrettyjen suorien väliin, kuten kuvassa 33 on esitetty. [10, 44.]



Kuva 33: Reiän läheisyydessä piiristä poistettava alue [10, 45]

## 8.2 Leikkausraudoitus

Mikäli betonin lävistyskapasiteetti ei yksin ole riittävä, sitä voidaan parantaa käyttämällä pilareiden kohdalla hakoja ja ylöspäin taivutettuja teräksiä, jotka ovat vaakatasoon nähden vähintään  $30^\circ$  kulmassa [5, 159]. Myös erillisiä lävistysvahvikkeita voidaan käyttää esim. suomalainen tuote UFO. Vahvikkeet ovat patentoituja teräsosia, joiden kapasiteetille ja asentamiselle tuotteiden valmistaja antaa omat ohjeet. [4, 415.] Leikkausraudoituksen tehtävänä on siirtää lävistysmurtokohta kauemmas pilarista. Kauempana murtokartion piiri on pidempi, eli pinta-ala ja lävistyskestävyys suurempia, kuin aivan pilarin kyljessä. [9, 65.]

Leikkausraudoitus tulee jakaa tasan leikkautuvalle alueelle. Leikkausraudoituksen kapasiteetti  $V_{s,Rd}$  saadaan kaavasta [10, 44]:

$$V_{s,Rd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad (33)$$

missä

$A_{sw}$  on leikkausraudoituksen ala, ylöstaivutettuja teräksiä käytettäessä tangon ala yhdessä taivutuksessa

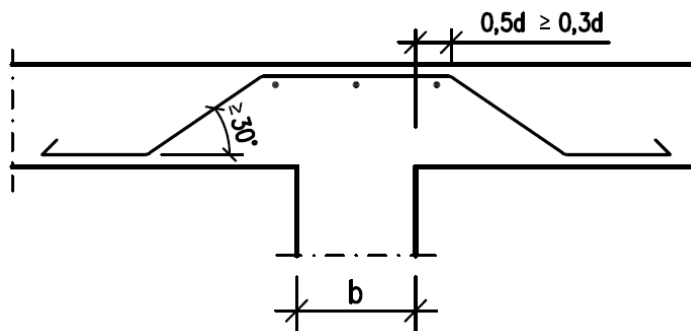
$f_{yd}$  on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo,  $\leq 300$  N/mm<sup>2</sup>

$\alpha$  on raudoitteen kaltevuuskulma vaakatasoon nähden

Betonin ja leikkausraudoituksen yhteinen lävistyskapasiteetti  $V_{Rd}$  saadaan kaavasta [10, 44]:

$$V_{Rd} = (0,25 \cdot V_{c,Rd} + V_{s,Rd}) \leq 2 \cdot V_{c,Rd} \quad (34)$$

Leikkausraudoituksen etäisyys pilarin kyljestä tulee olla vähintään  $0,3d$  ja enintään  $0,5d$  (kuva 34), jotta suurin lävistyskestävyys pilarin juuressa voi kehittyä [4, 415].

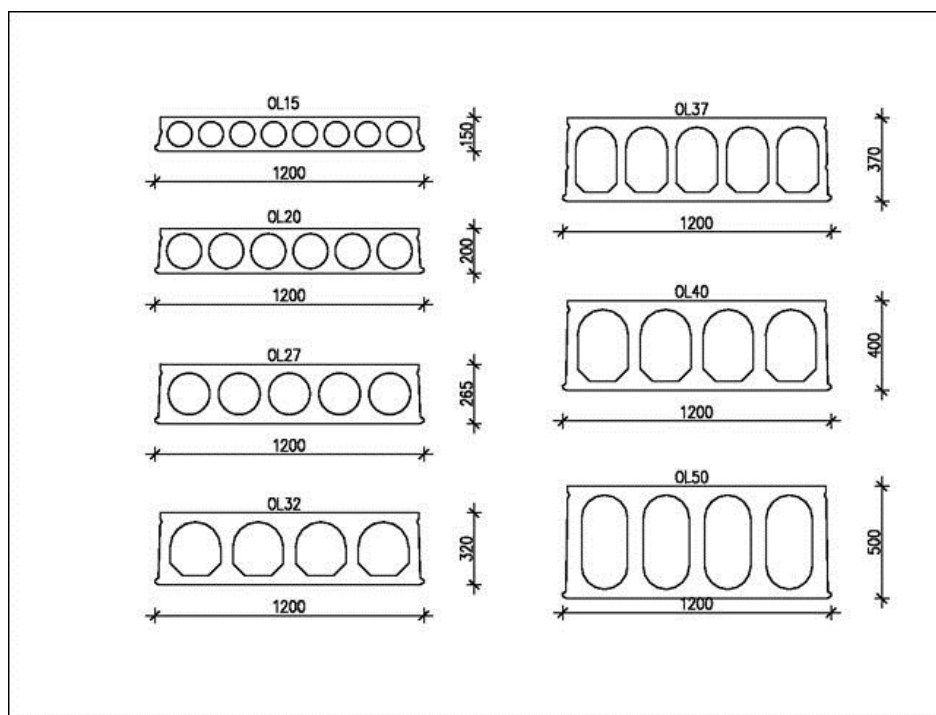


Kuva 34: Ylöspäin taivutettujen terästen sijoitus pilarilaatassa [4, 416]



## 9 Ontelolaatasto

Ontelolaatta tarkoittaa leikkausraudoittamatonta esijännitettyä laattaelementtiä, jota on kevennetty sen pituussuunnassa kulkevilla onteloilla. Elementin alapinnassa sijaitsevat jännepunokset. Ontelolaatat ovat yksiaukkoisia sekä yksinkertaisesti tuettuja rakenneosia ja niiden vakioleveys on 1200 mm. Ontelolaatoista voidaan valmistaa myös kapeampia osia sahaamalla laattoja onteloiden kohdalta. Ontelolaatan maksimijänneväli riippuu laatan tyypistä (kuva 35), eli sen paksuudesta. Ontelolaatoille on varattava riittävä tukipinta, joka on 60 mm pienemmille ontelolaatoille O15-O37 ja suuremmille ontelolaatoille O40-O50 vähintään 100 mm. [13.]



Kuva 35: Ontelolaattojen perustyyppit ja mitat [13]

Yksittäisten ontelolaattojen kestävyys lisäksi tulee varmistaa ontelolaattojen toiminta kokonaisuutena. Yksittäisistä ontelolaatoista muodostetaan yhtenäinen laattarakenne saumavalujen ja raudoituksen avulla. Rakennusrunkoon kohdistuvat vaakavoimat tulee pystyä siirtämään väli- sekä yläpohjien kautta jäykistävillä pystyrakenteille ja sitä kautta perustuksille ja edelleen maapohjaan. [9, 7.]

## 9.1 Sidejärjestelmät

Rakenteilla, joita ei ole suunniteltu kestäämään onnettomuuskuormia monoliittisesti, eli saumattomasti, tulee olla jatkuvan sortuman estämiseksi suunniteltu sidejärjestelmä. Jatkuva sortuma aiheutuu onnettomuuskuorman vaurioittamasta yksittäisestä rakenneosasta, joka aiheuttaa alkusortuman. Jatkuva sortuma on ketjureaktion tapahtuva sortuma, jossa rakennuksen merkittävä osa tai koko rakennus sortuu aiheuttaen huomattavia henkilövahinkoja. Sidejärjestelmä mahdollistaa, että kuormat pääsevät paikallisen vaurion sattuessa siirtymään pitkin vaihtoehtoisia reittejä. [5, 166; 14, 52.]

Sidejärjestelmiä mitoittaessa tulee tietää rakennuksen seuraamusluokka (taulukko 6). Seuraamusluokkia on kolme, joista luokka kaksi jaetaan EN 1991-1-7 mukaan vielä melko pienen riskin ryhmiin sekä melko suuren riskin ryhmiin. Sidejärjestelmiä tarkasteltaessa tässä työssä keskitytään seuraamusluokkaan kaksi. Luokkaan yksi kuuluiin rakennuksiin riittää normaali eurokoodin mukainen tarkastelu, eikä onnettomuuskuormien varalta erillistä tarkastelua tarvita. [14, 54.] Luokkaan kolme kuuluvia rakennuksia suunnitellaan suhteellisen harvoin, joten niiden sidejärjestelmiin liittyvää tarkastelua ei tässä opinnäytetyössä tehdä.

Taulukko 6: Rakennusten seuraamusluokat tyypin ja käyttötarkoituksen mukaan luokiteltuna [14, 54]

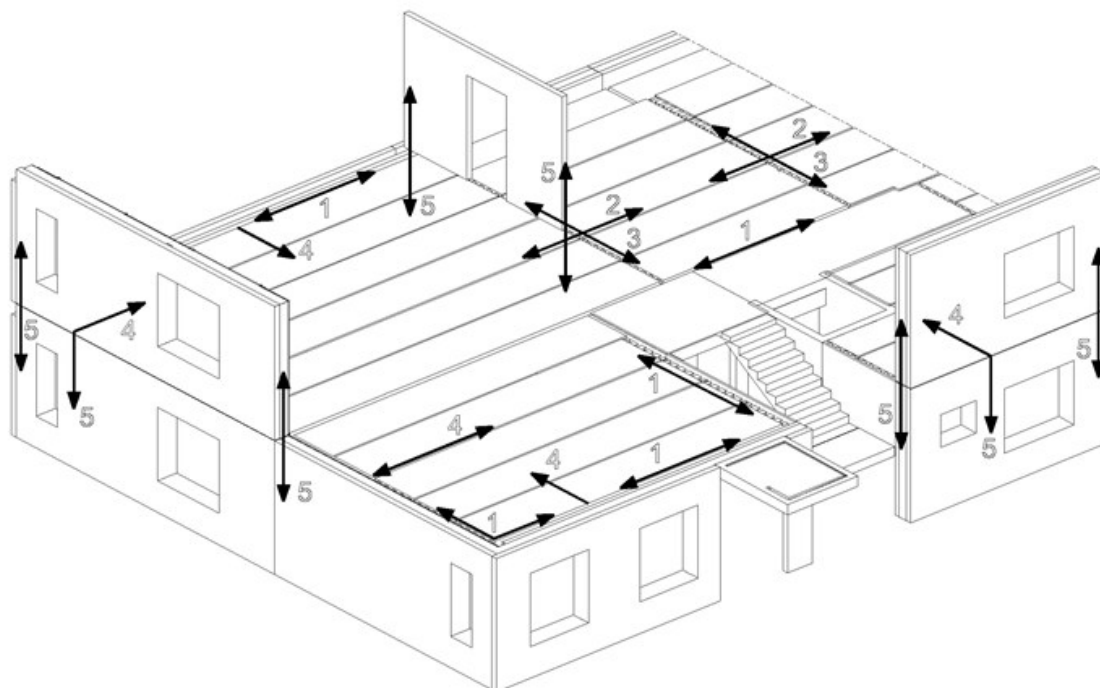
Seuraamusluokka	Rakennuksen tyypin ja käyttötarkoituksen mukainen luokitus
1	Rivitalon tyyppiset rinnakkaisia huoneistoja käsittävät enintään nelikerroksiset talot Maatalousrakennukset Rakennukset, joissa ei yleensä oleskele ihmisiä ja jos mikään rakennuksen osa ei ole muuta rakennusta tai ihmisten käyttämää tilaa rakennuksen puolitoistakertaista korkeutta lähempänä.
2a Melko pienen riskin ryhmä	Rivitalon tyyppiset rinnakkaisia huoneistoja käsittävät 5-kerroksiset talot Enintään 4-kerroksiset hotellit Enintään 4-kerroksiset asuintalot Enintään 4-kerroksiset toimistot Enintään 3-kerroksiset teollisuusrakennukset Enintään 3-kerroksiset vähittäismyymälät, joiden jokaisen kerroksen lattiapinta-ala on alle 1 000 m <sup>2</sup> . Yksikerroksiset oppilaitosrakennukset Kaikki enintään kaksi kerrosta käsittävät julkiset rakennukset, joiden lattiapinta-ala kerrosta kohti on enintään 2 000 m <sup>2</sup> .
2b Melko suuren riskin ryhmä	Yli 4-kerroksiset, mutta enintään 15-kerroksiset hotellit ja asuinrakennukset Yli yksikerroksiset, mutta enintään 15-kerroksiset oppilaitosrakennukset Yli kolmikerroksiset, mutta enintään 15-kerroksiset vähittäismyymälät Enintään 3-kerroksiset sairaalat Yli nelikerroksiset, mutta enintään 15-kerroksiset toimistot Kaikki julkiset rakennukset, joiden lattiapinta-ala kerrosta kohti on yli 2 000 m <sup>2</sup> , mutta enintään 5 000 m <sup>2</sup> . Enintään 6 kerrosta käsittävät pysäköintilaitokset.
3	Kaikki edellä melko pienen tai melko suuren riskin seuraamusluokkaan 2 määritellyt rakennukset, jotka ylittävät kerrosten pinta-alaa tai lukumäärää koskevat rajat Kaikki rakennukset, joihin kokoontuu suuria yleisömiöitä Stadionit, joille mahtuu yli 5 000 katsojaa Rakennukset, jotka sisältävät vaarallisia aineita tai joissa käytetään vaarallisia prosesseja.

HUOM. 1 Moneen erityyppiseen tarkoitukseen käytettävän rakennuksen "seuraamusluokka" valitaan suurimman riskin ryhmään kuuluvan osan mukaan.

HUOM. 2 Kerrosten lukumäärää laskettaessa pohjakerroksia ei tarvitse laskea mukaan, mikäli pohjakerrokset täyttävät "seuraamusluokan 2b melko suuren riskin ryhmän" vaatimukset.

HUOM. 3 Taulukko A.1 ei ole kattava ja sitä voidaan muuttaa.

Sidejärjestelmään kuuluvat laataston ympäri kiertävät siteet eli rengasraudoitus sekä laataston sisäiset siteet eli saumaraudoitus. Saumaraudoitusta tulee olla sekä ontelolaattojen pitkittäis- että poikittaissuuntaisissa saumoissa. Sidejärjestelmään kuuluvat myös vaakasuuntaiset pilari- tai seinäsiteet, riippuen siitä millainen runko rakennuksessa on. Yli nelikerroksisiin rakennuksiin tulee lisäksi suunnitella pystysiteet. [16.] Kuvassa 36 numero yksi tarkoittaa rengasraudoitusta, numerot kaksi ja kolme pitkittäis- ja poikittaissuuntaista saumaraudoitusta, numero neljä vaakasuuntaisia pilari- tai seinäsiteitä ja numero viisi pystysiteitä.

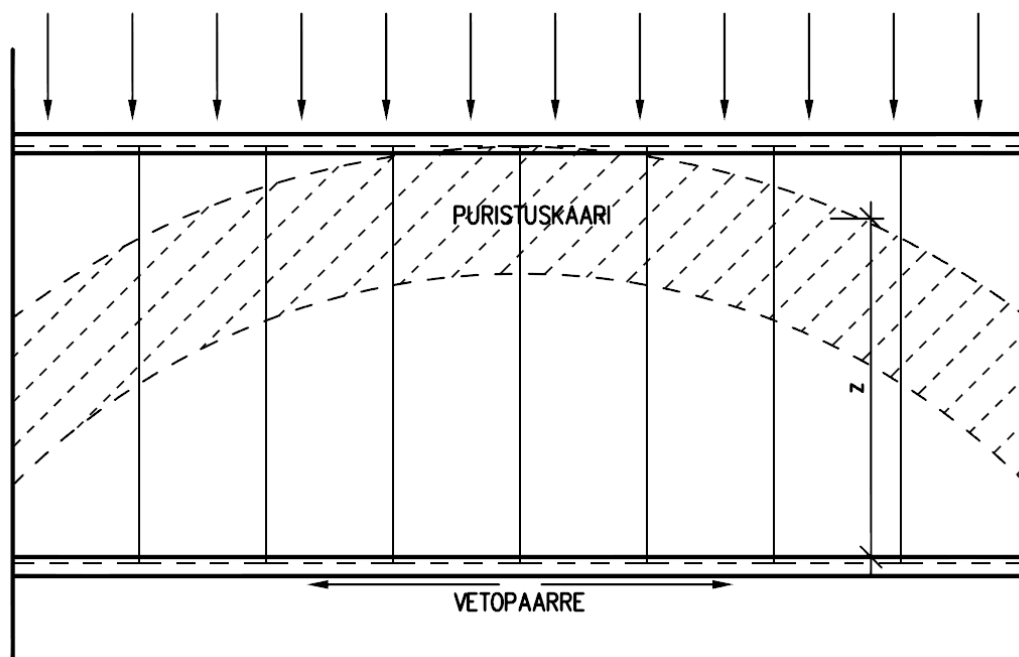


Kuva 36: Rakennuksen sidejärjestelmä [16]

Siteitä suunniteltaessa voidaan käyttää teräksen lujuutena sen ominaisarvoa  $f_{yk}$ . Myös betonin osavarmuuslukua  $\gamma_c$  pienennetään 1,5:stä 1,2:een onnettomuuskuormille mitoitettaessa. Seinissä, palkeissa, pilareissa sekä välipohjissa niihin muita tarkoituksia varten suunnitellun raudoituksen voidaan katsoa olevan osa vaadituista siteistä tai siteet kokonaisuudessaan. Siteiden ei voida katsoa olevan rakenteen muun raudoituksen lisäys, vaan ne on tarkoitettu vähimmäisraudoitukseksi. [5, 166.]

### 9.1.1 Rengasraudoitus

Levyvaikutus ontelolaattojen kesken saadaan aikaan, kun ne kytketään toisiinsa niitä ympäröivällä sidontajärjestelmällä, eli rengasraudoituksella. Rengasraudoitus estää ontelolaattojen päitä erkaantumasta toisistaan. [4, 544.]



Kuva 37: Ontelolaataston tarkastelu seinämäisenä kannattajana [4, 545]

Laatastoa tarkastellaan vaakasuorassa tasossa olevana levymäisenä kannattajana, johon kohdistuu vaakakuormitus, eli tuulikuorma sekä vinoudesta aiheutuva lisävaakavoima. Tällöin laataston sisään muodostuu puristuskaari sekä vetoaarre (kuva 37). Vetopaarten voima otetaan vastaan kokonaan rengasraudoituksella. Voima määrittäessä tulee laskea levymäisen kannattajan sisäinen momenttivarsi  $z$  sekä taivutusmomentti  $M_{Ed}$ , joiden avulla määritetään tarvittava rengasraudoituksen määrä. Sisäinen momenttivarsi  $z$  lasketaan samaa periaatetta käyttämällä, kuin seinämäisissä palkeissa (kuva 38). [4, 545.]

Momenttivarsi $z$ vetoraudoituksen laskemista varten, $L$ =tukien keskiöväli, $h$ =palkin korkeus, $d$ =palkin tehollinen korkeus		
Tapaus	Mittaehto	$z$
Staattisesti määrätty rakenne	$1 < L/h < 2$ $L/h \leq 1$	$z = 0.15h(3+L/h)$ $z = 0.6L$
Jatkuvan palkin reunakenttä ja reunimmainen keskituki	$1 < L/h < 2.5$ $L/h \leq 1$	$z = 0.1h(2.5+2L/h)$ $z = 0.45L$
Jatkuvan palkin keskikentät ja reunimmaiset tuet	$1 < L/h < 3$ $L/h \leq 1$	$z = 0.15h(2+L/h)$ $z = 0.45L$
Ulokkeet, $L_n$ =ulokkeen vapaa mitta	$0.5 < L_n/h < 1$ $h > 2L_n$	$z = 0.8d$ $z = 1.2L_n$

Kuva 38: Sisäisen momenttivarren  $z$  määrittäminen [16]

Rengasraudoitus saa sijaita korkeintaan 1,2 metrin etäisyydellä reunasta. Eurokoodi määrittää rengasraudoituksen vetovoiman kestävyydelle vähimmäisarvon. Rengasraudoitukselta vaadittava minimikestävyys saadaan kaavasta [5, 166]:

$$F_{tie,per} = l_i \cdot q_1, \text{ kuitenkin } F_{tie,per} \geq Q_2 \quad (35)$$

missä  $F_{tie,per}$  on rengasraudoituksessa vaikuttava voima

$l_i$  on reunimmaisen jänteen pituus

$q_1$  10 kN/m

$Q_2$  70 kN

Betoninormikortin 23EC mukaan rengasraudoituksen tulee kestää seuraamuluokassa 2 seuraavat voimat [17, 25]:

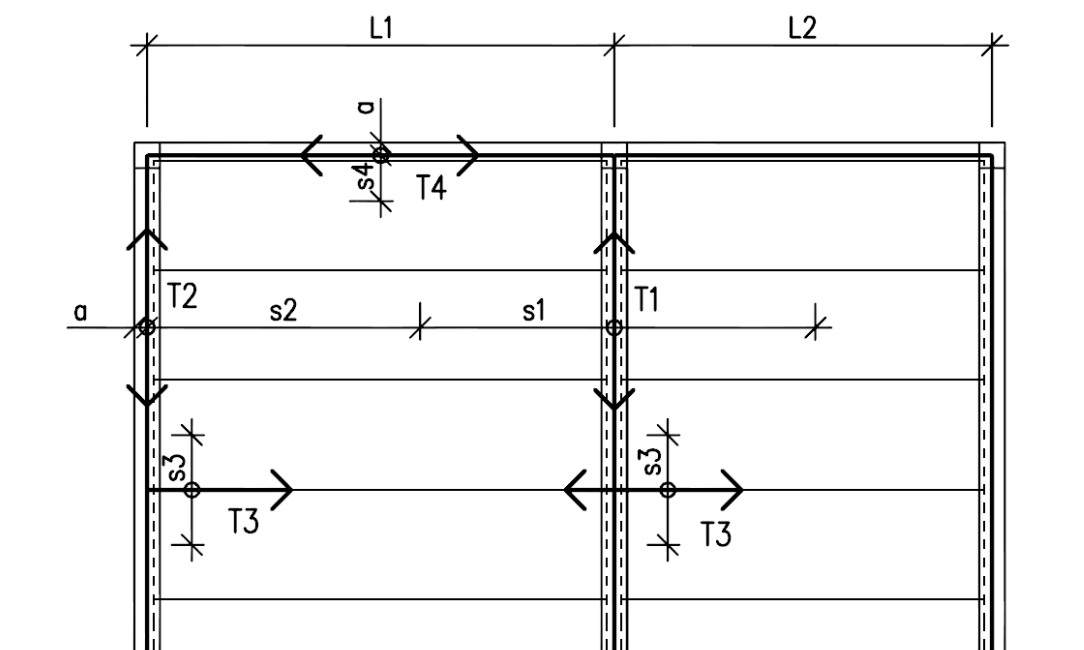
$$T_2, T_4 = \left\{ \begin{array}{l} \geq 20 \frac{kN}{m} (s + a) \\ \geq 70 kN \\ \leq 150 kN \end{array} \right\} \quad (36)$$

missä  $T_2$  on ontelolaattojen poikittaissuuntainen rengasraudoitus

$T_4$  on ontelolaattojen pituussuuntainen rengasraudoitus

$s$  on puolet rengasraudoituksen etäisyydestä lähimpään sisäpuoliseen siteeseen (kuva 39)

$a$  on rengasraudoituksen etäisyys rakennuksen reunasta (kuva 39)



Kuva 39: Kertymisleveydet sidejärjestelmässä.

Koska rengasraudoituksen on kestävä vähintään 70 kN vetokuorma, saadaan rengasraudoituksen minimimääräksi tällöin  $140 \text{ mm}^2$ , eli esimerkiksi B500B terästä käytettäessä 2 T10 ( $157 \text{ mm}^2$ ). Maksimikuormana käytetään 150 kN, jolloin rengasraudoituksen maksimimäärä on  $300 \text{ mm}^2$ . Riittävä teräsmäärä on esimerkiksi 3 T12 ( $339 \text{ mm}^2$ ) ja sitä suurempaa määrää ei tarvitse käyttää.

Rengasraudoitus tulee ankkuroida rakennuksen sisänurkissa täysin. Mikäli ontelolaattojen päällä on pintavalu, voidaan rengasraudoitus ankkuroida siihen. [4, 545.] Yleensä rengasraudoitus sijoitetaan ulkoseinien ja ontelolaattojen väliseen paikallavalusaumaan.

### 9.1.2 Saumaraudoitus

Levyvaikutuksen kehittymiseksi ontelolaatastoon on suunniteltava rengasraudoituksen lisäksi sisäisiä siteitä kahteen suuntaan, kohtisuoraan toisiaan vastaan. Näitä sisäisiä siteitä kutsutaan saumaraudoitukseksi. Levyvaikutuksen lisäksi saumaraudoituksen tehtävä on luoda onnettomuustilanteessa vaurioalueen yli kantava köysi- ja kalvorakenne. Vaurioalue syntyy, jos ontelolaatan tuki on pysyrakenteen vaurioitumisen seurauksena menettänyt joko osittain tai kokonaan kantokykynsä. Saumaraudoitus estää ontelolaatan putoamisen. [5, 166; 15, 56–60; 17, 27.]

Kummassakin suunnassa saumaraudoituksen tulee eurokoodin mukaan vähintään kestää vetovoiman mitoitusarvo [5, 167]:

$$F_{tie,int} = 20 \text{ kN/m} \quad (37)$$

Ontelolaataston pituussuuntaisen saumaraudoituksen tulee kestää Betoninormikortti 23 EC:n mukaan seuraamusluokassa 2 seuraavat kuormat [17, 26]:

$$T_3 = \begin{cases} \geq 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot s_3 \\ \geq 70 \text{ kN} \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases} \quad (38)$$

missä  $T_3$  on ontelolaattojen pituussuuntainen saumaraudoitus

$s_3$  on saumaraudoituksen väli, yleensä ontelolaattojen väli 1,2 m (kuva 39)

Vaadittava vähimmäisarvo 70 kN koskee keskitettyjä saumaraudoitteita, joiden sideväli on yli 3,5 metriä [17, 27]. Kun vähimmäisarvo 70 kN jaetaan 3,5 metrin matkalle, saadaan vähimmäiskestävyys 20 kN/m, joka on myös mainittu eurokoodin kaavassa 37. Kun vähimmäiskestävyys 20 kN/m kerrotaan saumaraudoituksen jakovälillä  $s_3$ :lla, eli 1,2 metrillä, saadaan saumaterästen vähimmäisvetokestävyudeksi 24 kN/m. Minimiteräsmääräksi vähimmäisvetokestävyydelle saadaan 48 mm<sup>2</sup>. Saumateräksiksi riittäviä ovat B500B terästä käytettäessä T8 k1200 (50,3 mm<sup>2</sup>).

Poikittaissuuntaisen saumaraudoituksen tulee Betoninormikortti 23 EC:n mukaan kestää seuraamusluokassa 2 seuraavat kuormat [17, 20]:

$$T_1 = \begin{cases} \geq 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{(L_1 + L_2)}{2} \\ \geq 70 \text{ kN} \\ \leq 150 \text{ kN} \end{cases} \quad (39)$$

missä  $T_1$  on ontelolaattojen poikittaissuuntainen saumaraudoitus

$L_1$  ja  $L_2$  ovat ontelolaataston jännevälejä tarkasteltavan poikittaissuuntaisen saumaraudoituksen molemmiin puoliin (kuva 39)



Laataston on oltava yhtenäinen ja jäykkä levyrakenne, joten pitkittäis- ja poikittaissaumoissa olevan saumaraudoituksen teräsmäärän tulee olla yhtä suuri. Saumaraudoitus sijoitetaan ontelolaattojen saumaan keskikorkeudelle. Tällöin vältetään laatan päähän syntyvä tukimomentti sekä terästen oikenemisen aiheuttama betonipeitteen rikkoutuminen. [17, 27.]

Saumaraudoitus on ankkuroitava rengasraudoitukseen laataston kummassakin päässä, eli rakennuksen reunalla, jollei saumaraudoitus jatku pilareihin tai seiniin vaakasiteinä. Ankkurointi toteutetaan suorakulmakoukulla rengasraudoituksen ympäri. Ankkurointi on esitetty kuvassa 40. [17, 27.]

Ontelolaattojen saumat ovat ahtaita ja vaikeasti valettavia paikkoja, joten halkaisijaltaan yli 16 mm terästankoja ei suositella käytettävän saumaraudoituksena. Suositeltu paksuus on 12 mm. Saumojen ahtauden takia ankkurointi- ja jatkospituuksia laskettaessa on aina käytettävä huonoa tartuntaolosuhdetta. Saumaraudoituksen tehtävänä on myös estää ontelolaattojen välisten saumojen vapaa halkeaminen. Vapaa halkeaminen on estettävä, jotta elementtien välisen sauman leikkauslujuus ei pienene. [17, 27.]

### 9.1.3 Seinien ja pilareiden vaakasiteet

Kaikki reunalla sijaitsevat seinät ja pilarit tulee sitoa jokaiseen väli- ja yläpohjatasoon. Seinien ja pilareiden vaakasiteiden tulee pystyä kantamaan vähintään vetovoima  $F_{tie,fac} = 20 \text{ kN/m}$ . Pilareiden voiman ei kuitenkaan tarvitse olla suurempi kuin arvo  $F_{tie,col} = 150 \text{ kN}$ . Nurkissa sijaitsevat pilarit tulee sitoa kahdessa suunnassa. Nurkkapilarin vaakasiteenä voidaan käyttää rengasraudoitusta, jos rauditus on ankkuroitu pilariin. [10, 83.]

Seinien vaakasidonta ontelolaatastoon toteutetaan terästappien avulla (kuva 40). Seinän suuntaisen sisäisen siteen, eli saumaraudoituksen voima ankkuroidaan terästapeilla. Yhden tapin leikkauskestävyys  $V_{Rd}$  saadaan kaavasta [17, 42]:

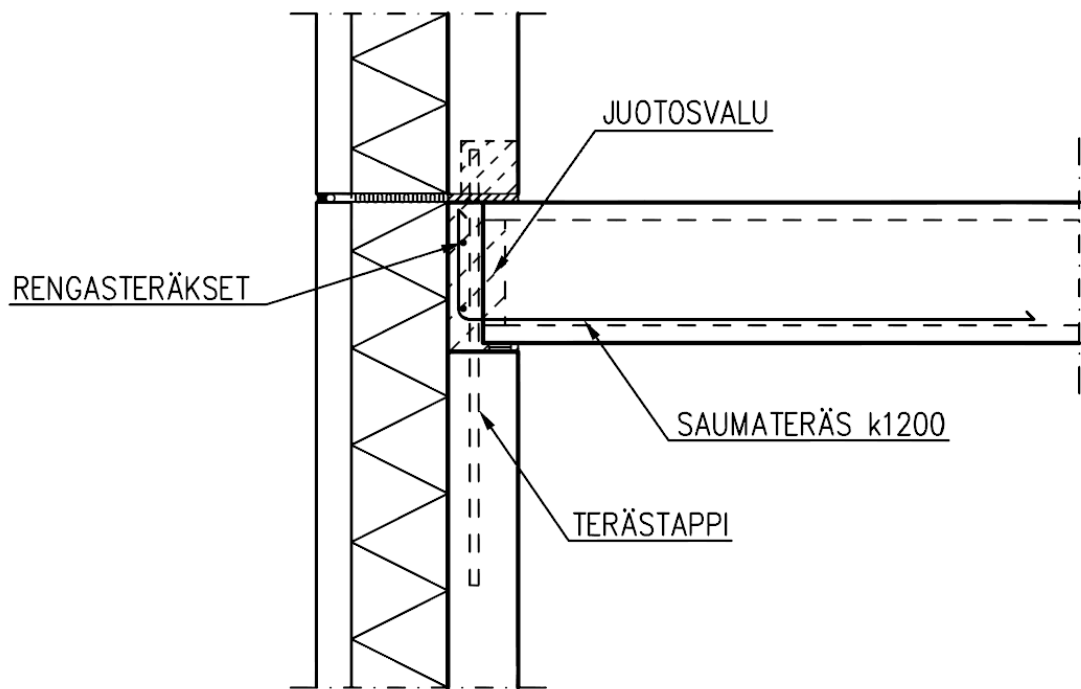
$$V_{Rd} = \frac{1,2 \cdot \emptyset^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot f_{yk}}}{\gamma_{c,acc}} \quad (40)$$

missä  $\emptyset$  on teräksen halkaisija

$f_{ck}$  on betonin ominaislujuus

$f_{yk}$	on käytettävän terästapin ominaismyötölujuus
$\gamma_{C,acc}$	on 1,2, eli betonin osavarmuusluku onnettomuuskor- mayhdistelmille (taulukko 1)

Terästappien leikkauskestävyyttä laskettaessa ei tarvitse käyttää suurempaa arvoa kuin 150 kN. Se on suurin voima, jolle poikittainen saumaraudoitus tulee korkeintaan mitoittaa, joten se on myös suurin ankkuroitava voima. [17, 42.]



Kuva 40: Ontelolaatan liitos kantavaan sandwich-elementtiin [17, 29]

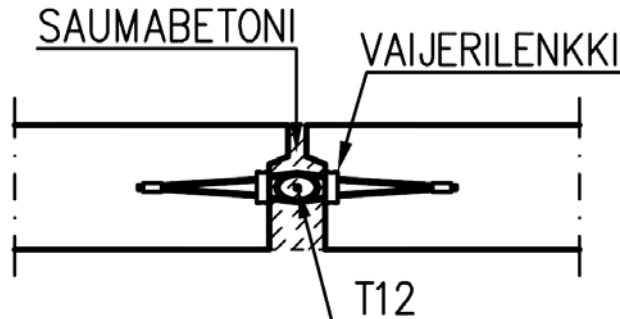
#### 9.1.4 Pystysiteet

Vähintään viisikerroksisiin levyistä muodostuviin rakennuksiin tulee onnettomuustilanteessa välipohjan alta tapahtuvan seinän tai pilarin sortumisen varalta suunnitella muun sidejärjestelmän lisäksi myös pystysiteet. Levyistä muodostuva rakennus tarkoittaa elementeistä muodostuvaa rakennusta. Seinien ja pilareiden on kestettävä syntyvä vetovoima, jonka suuruus on suurin pystysuuntaisen pysyvän ja muuttuvan kuorman mitoitusarvon reaktio, joka vaikuttaa mistä tahansa kerroksesta. [10, 83.] Vetovoiman  $F_v$  suuruus saadaan kaavasta [17, 31]:

$$F_v = G_s + G_k + Q_k \quad (41)$$



[17, 32.] Alle viisikerroksissa rakennuksissa, joissa pystysiteille ei aseteta onnettomuuden varalta vaatimuksia, asennetaan seinäelementtien pystysaumoihin yleensä saumateräs T12. Kuvassa 42 on esimerkki seinäelementtien liitoksesta.



Kuva 42: Seinäelementtien liitos

## 10 Porraselementti

Porraselementtejä on useita erilaisiin käyttötarkoituksiin sopivia tyyppejä. Porras-tyypit eroavat toisistaan yksityiskohtien ja mittojen suhteen. Eroavaisuudet ovat myös valmistajakohtaisia. Porraselementin tyyppi vaikuttaa suuresti siihen, kuinka liitokset elementin ja muiden rakenteiden välillä tulee tehdä. Porraselementit voivat olla umpinaisia tai avonaisia, suoria tai kierreportaita, keski- tai sivupalkillisia tai pilarillisia. Portaisiin voi kuulua lepotaso osana elementtiä tai erillisenä laattana. [18.]

Onnettomuustilanteessa on tärkeää estää koko porraslinjan jatkuva sortuma. Porraselementin toisen tukirakenteen sortuessa porrasedimentin tulisi jäädä roikkumaan jäljelle jäävästä tuestaan siten, että elementti ei putoa alempien porrasyöksyjen päälle ja vaurioita niitä. Mikäli portaat toimivat pelastustienä, niiden tulisi säilyä sen verran toimintakuntoisena, että niitä pitkin pelastautuminen on mahdollista. [17, 40.]

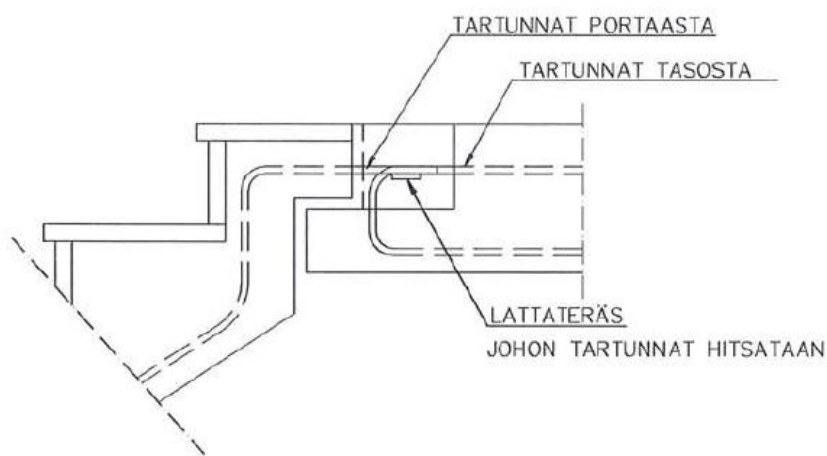
Seuraamusluokassa 2 porrasedimentin liitos mitoitetaan seuraavalle vetovoimalle  $T_s$  [17, 40]:

$$T_s = \left\{ \begin{array}{c} s \cdot 20 \frac{kN}{m} \\ G_k \\ 30kN \end{array} \right\} \quad (42)$$

missä  $s$  on porraselementin leveys

$G_k$  on porraselementin oma painon ominaisarvo

Porraselementti liitetään tartunnoilla lepotasoon tai holviin. Yleensä tartuntana lepotasosta tai holvista käytetään 2 T12 (226 mm<sup>2</sup>). Kun kerrotaan teräsmäärä sen ominaislujuudella onnettomuustilanteessa eli 500 N/mm<sup>2</sup>, saadaan tulokseksi, että tartunta kestää 113 kN voiman. Kuvassa 43 on esitetty yksi tapa järjestää porraselementin liitos laattaan.



Kuva 43: Porraselementin liitos tasoon [17, 41]

Lepotason ja holvin reuna raudoitetaan kuten laatussa olevat reiät yleensä, eli pitkin reunaa kulkevalla pitkittäis- ja poikittaisraudoituksella kohdassa 7.1.1 esitetyn ohjeen mukaisesti.

## 11 Pohdinta

Alussa opinnäytetyön varsinaisena tavoitteena oli vain luoda toimeksiantajalle eurokoodien mukainen raudoituksen yleisohje. Työn edetessä on käyty läpi myös teoriaa, jota ei suoraan ole liitetty raudoituksen yleisohjeeseen, vaan jota rakennesuunnittelija tarvitsee työssään, esimerkkinä rakennekohtaiset minimiraudoitusmäärät. Kaikkea tietoa siis ei ole käytetty suoraan yleisohjeeseen, vaan tekijän oman ammattitaidon ja tietämyksen kehittämiseen.

Tuloksena opinnäytetyöstä saatiin raudoituksen yleisohje, jota toimeksiantaja voi käyttää muiden suunnitteluasiakirjojen lisäksi. Lisäksi saatiin tehtyä ankkurointi-

ja jatkospituustaulukot raudoitetulle sekä raudoittamattomalle betonille sekä raudoittamattoman seinän normaalivoimakapasiteettitaulukko nopeuttamaan suunnittelijan työtä.

Opinnäytetyön tekeminen alkoi perehtymällä rakennekohtaiseen teoriaan, määräyksiin, ohjeisiin ja yleisiin käytäntöihin raudoittamiseen liittyen. Ensisijaisena tietolähteenä opinnäytetyössä on käytetty eurokoodeja, joiden mukaan rakenteiden suunnitteleminen on ollut velvoittavaa syksystä 2014 alkaen. Eurokoodien pohjalta on luotu oppi- ja käsikirjoja sekä tiivistettyjä ohjeita. Eurokoodit eivät sisällä taustatietoja tai selityksiä niissä olevista suunnittelumääräyksistä ja sen takia oppikirjat ja muut selventävät ohjeet ovat olleet erittäin tärkeä tietolähde varsinaisten eurokoodien lisäksi.

Rakennekohtaisen raudoittamisen teorian muuntaminen yksinkertaistettuun ja selkeään muotoon raudoituksen yleisohjeeseen oli opinnäytetyön haastavin osuus. Lähtökohtana yleisohjeen tekemisessä toimi vanha ohje, jota lähdettiin muokkaamaan ja laajentamaan useampia rakenneosia koskevaksi. Toimeksiantajalta saatu palaute oli tärkeää ohjeen työstämisessä ja saattamisessa oikeanlaiseen muotoon. Raudoittamisen yleisohjetta voidaan muokata, kehittää ja laajentaa tulevaisuudessa, mikäli sille nähdään tarvetta.

Opinnäytetyön tekeminen oli tärkeä prosessi eurokoodin suunnitteluohjeiden oppimisen kannalta. Tietoa on olemassa paljon ja sen etsimiseen sekä sisäistämiseen täytyi käyttää runsaasti aikaa. Tähän teoriaosuuteen on koottu useita eri rakenneosia koskevaa tietoa ja sen takia tämä on tärkeä työkalu työn tekijälle itselleen myös tulevaisuudessa rakennesuunnittelijan työssä. Eurokoodin suunnitteluohjeisiin tarkasti perehtyminen on ollut ammatillisen kasvun kannalta erittäin tärkeää ja hyödyllistä, sillä suunnittelijan vastuulla on suunnitella rakenteet määräysten mukaisesti.

## Lähteet

1. Ympäristöministeriö. Tietoa eurokoodeista. Ympäristöministeriö. 2014. [http://www.ym.fi/fi-fi/maankaytto\\_ja\\_rakentaminen/lainsaadanto\\_ja\\_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma/Tietoa\\_eurokoodeista](http://www.ym.fi/fi-fi/maankaytto_ja_rakentaminen/lainsaadanto_ja_ohjeet/Rakentamismaarayskokoelma/Tietoa_eurokoodeista). 17.2.2015.
2. Ympäristöministeriö. Ympäristöministeriön asetus kantavista rakenteista. Helsinki: Ympäristöministeriö. 2014
3. Suomen Betoniyhdistys ry. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1. Helsinki: BY – Koulutus Oy. 2013
4. Leskelä, M. Suomen Betoniyhdistys ry. Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy. 2006.
5. SFS-EN 1992-1-1. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Rakennustuoteteollisuus RTT ry. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS ry. 2005.
6. NA-SFS-EN 1992-1-1. Ympäristöministeriön asetus Eurocode –standardien soveltamisesta talonrakentamisessa. Helsinki: Ympäristöministeriö. 2007.
7. Hietanen T. Betonikeskus ry. Tiedote: A500HW:lle vaihtokelpoinen hitsattava harjateräslaatu B500B. Helsinki: Betonikeskus ry. 2009.
8. Tikanoja Timo. Kysymys koskien eurokoodien Suomen kansallista liitettä. [elli.pietila@kantelinen.fi](mailto:elli.pietila@kantelinen.fi). 10.2.2015.
9. Suomen Betoniyhdistys ry. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2. Helsinki: BY – Koulutus Oy. 2015.
10. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry/Suomen Betoniyhdistys ry. RIL 202-2011 Betonirakenteiden suunnitteluohje. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry/Suomen Betoniyhdistys ry. 2011.
11. Peikko Group. Modix-raudoitusjatkokset. 2015. <http://materials.crasman.fi/materials/extloader/?fid=9861&org=2&chk=180d5552> 21.3.2015
12. Suomen Betoniyhdistys ry. Betoninormit 2004. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy. 2004.
13. Betoniteollisuus Ry. Ontelolaatat. Betoniteollisuus Ry. 2015. [www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/laatat/ontelolaatat](http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/laatat/ontelolaatat) 22.3.2015
14. SFS-EN 1991-1-7. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat. Rakennustuoteteollisuus RTT ry. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto SFS ry. 2009.
15. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. RIL 201-2-2011 Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry. 2011.
16. Betoniteollisuus Ry. Asuinrakennukset. Betoniteollisuus Ry. 2015. [www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/asuinrakennukset?term=sidejarjestelmä](http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/rakennejarjestelmat/asuinrakennukset?term=sidejarjestelmä) 22.3.2015
17. Suomen Betoniyhdistys ry. Betoninormikortisto N:o 23EC. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry. 2012.

18. Betoniteollisuus Ry. Portaat. Betoniteollisuus Ry. 2015. [www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/portaat?term=portaat](http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/portaat?term=portaat) 23.3.2015